

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

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DE MUROS REFORÇADOS
EXECUTADOS COM RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E
DEMOLIÇÃO RECICLADOS (RCD-R) E SOLO FINO**

EDER CARLOS GUEDES DOS SANTOS

ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD-069/11

BRASÍLIA/DF: JUNHO/2011

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

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DE MUROS REFORÇADOS
EXECUTADOS COM RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E
DEMOLIÇÃO RECICLADOS (RCD-R) E SOLO FINO**

EDER CARLOS GUEDES DOS SANTOS

**TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.**

APROVADA POR:

**ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D. (UnB)
(ORIENTADOR)**

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

**RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**ALEXANDRE DUARTE GUSMÃO, D.Sc. (UPE - IFPE)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**ORENCIO MONJE VILAR, D.Sc. (USP)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 17 do JUNHO de 2011.

FICHA CATALOGRÁFICA

SANTOS, EDER CARLOS GUEDES DOS

Avaliação Experimental de Muros Reforçados Executados com Resíduos de
Construção e Demolição Reciclados (RCD-R) e Solo Fino [Distrito Federal] 2011
34, 214 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2011)
Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil

1. Geossintéticos

2. Muros reforçados

3. RCD-R

4. Solo fino

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SANTOS, E.C.G. (2011). Avaliação Experimental de Muros Reforçados Executados com Resíduos de Construção e Demolição Reciclados (RCD-R) e Solo Fino. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-069/11, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 214 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Eder Carlos Guedes dos Santos.

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Avaliação Experimental de Muros Reforçados Executados com Resíduos de Construção e Demolição Reciclados (RCD-R) e Solo Fino.

GRAU / ANO: Doutor / 2011.

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

Eder Carlos Guedes dos Santos

Rua Frei Caneca, 481 - Centro

54.735-796 – São Lourenço da Mata/PE - Brasil

DEDICATÓRIA

Ao meu querido pai, José Carlos Ferreira dos Santos, por seu zelo e esforços incansáveis em prol da minha educação; aos estimados Professores Mirian Silva, Maurício Rocha e Alexandre Gusmão por terem, com seus exemplos de generosidade, guiado a minha formação pessoal e profissional.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Ivone Viana Guedes e José Carlos Ferreira dos Santos, por sempre me ensinar o valor da honestidade e da dignidade.

Ao meu irmão, Carlos Santos, pelas suas palavras sempre positivas, sua lucidez admirável e coração bondoso; pelo seu exemplo de Professor e Cientista comprometido, correto e competente; e por ser uma grande influência na minha vida.

À 李晓, por todas as suas palavras de incentivo, pelas suas críticas sempre apropriadas e ditas de forma amável; pelas suas “aulas” de paciência e sensibilidade; e pelas suas demonstrações de carinho, que revelam seu coração puro.

Ao meu orientador, Professor Ennio Palmeira, pelo seu extraordinário exemplo de humildade, educação, competência e generosidade; pelos momentos de convívio sempre marcados por consideração, respeito e bom humor; e por todos os ensinamentos valiosos, sempre transmitidos com cuidado e paciência. Sinto-me um felizardo por ter sido seu aluno.

Ao Professor Richard Bathurst, pela oportunidade de desenvolver o meu estágio no Royal Military College of Canada.

Ao Professor Alexandre Gusmão, pelo seu notável exemplo de seriedade, competência e generosidade; pelo seu apoio incondicional em todas as circunstâncias; e pelos seus conselhos valiosos para a minha formação profissional e pessoal. Confesso que a minha gratidão é eterna.

Ao amigo-irmão Marcus Souza, por seu exemplo de honestidade, dedicação e lealdade; por ter sido um grande companheiro durante a realização deste trabalho – desde as primeiras atividades até a sua conclusão; e por seu senso de humor legitimamente baiano, sempre alegre e descontraído. Afirmo que o que, para alguns, pode ter parecido com a ‘exploração de um amigo’, na verdade, sempre foi a demonstração da minha total confiança na sua competência.

Ao Programa de Pós-graduação em Geotecnia da UnB, por todo apoio para a realização deste trabalho; ao Prof Newton Moreira, pelas conversas encorajadoras; ao Prof. Luis Fernando Martins, pelas suas lições de serenidade e paciência; ao Prof. Renato Cunha, pelas contribuições dadas no exame de qualificação e na defesa; ao Prof. Manoel Porfírio, pela sua dedicação ao PPG-UnB; ao Prof. André Assis, pela sua visão prática, inteligente e objetiva; ao Prof. Márcio Muniz, pelas suas aulas sempre repletas de entusiasmo, bom humor e brilhantismo; ao Prof. José Camapum de Carvalho, pelas suas observações provocativas e sempre motivadoras.

Ao time de parceiros que acreditaram e investiram nesta pesquisa: CNPq, pela bolsa de estudos durante o doutorado; CAPES, pela bolsa de estudo durante o estágio no exterior;

FAP-DF, pelo apoio financeiro para a pesquisa; Royal Military College of Canada, pela oportunidade do estágio no exterior; Professor Benedito Bueno, por, de forma irrestrita, disponibilizar as instalações e os técnicos do Laboratório de Geossintéticos da EESC-USP para a realização dos ensaios de tração dos geossintéticos; Eng. João Luís Armelin (Furnas), por disponibilizar prontamente as instalações e os técnicos para a realização dos ensaios de cisalhamento direto de grandes dimensões; Eng. Carlos Medeiros (Embre Engenharia), pelo fundamental apoio financeiro e técnico em todas as fases da pesquisa, e por sua admirável educação, paciência e atenção com os amigos.

Continuando os agradecimentos ao time de parceiros, manifesto a minha gratidão ao Eng. Haroldo Paranhos e Eng. Rideci Farias (Reforsolo Engenharia), pela limpeza e escavação do terreno de fundação das estruturas experimentais; Paulo Roberto Gonçalves (Ascoles e Coopercoleta), pelo apoio durante todo o trabalho e transporte dos resíduos para a UnB; Eng. André Estevão (Huesker) e Eng. Victor Pimentel (Ober S.A.), pelo fornecimento dos geossintéticos; Sr. Alberico (Original Blocos), pelo fornecimento dos blocos de concreto; Eng. Marco Aurélio e Eng. André Perini (Caenge Ambiental), pelo apoio dado no fornecimento do RCD-R e realização da pesquisa; Empresas Linear G, Linear Jr e Torc, pelo importante apoio dado na construção das instalações para teste de estruturas experimentais.

Aos amigos em Pernambuco: Shirley Mello, por ser minha incentivadora constante e por seu carinho e sacrifícios para concretização deste trabalho; André Cabral, por suas atitudes exemplares em todos os momentos; Anderson Kildare, por suas palavras de incentivo e senso de humor sagaz; César Leal, por suas manifestações incentivadoras; Isabella Fonseca, pela sua generosidade legitimamente nordestina; Marcio Fonseca, pelo seu exagero cômico; Marcos Dubeux, pelo seu entusiasmo intrépido; Ricardo Vilaça, por sua inteligência descontraída; Rodrigo Menelau, pelas suas atitudes “polêmicas” e verdadeiras; Stela Fucale, pela sua delicadeza e sinceridade; Prof. Roberto Andrade, pela amizade, pelos ensinamentos e momentos de convívio como colega de sala.

Aos amigos que fiz em Brasília-DF: Roberto Cardin, pelo seu caráter e sinceridade legítima; Janaína Araújo, pelas suas demonstrações de carinho e de alegria; Tâmara Moraes, pela sua delicadeza espontânea; Lorena Duarte, pelo seu carinho e sensibilidade; Elza Jacintho, pela sua doçura natural; Josileide Silva, pela sua alegria peculiar; Paola Alves, por seu jeitinho mineiro encantador; Andrelisa Jesus, por sua “eletricidade” fascinante; Elmagno Catarino, pelo seu exemplo de pessoa batalhadora; Bruno Lôbo, por suas “confusões” em busca do bom senso; Ivo Montenegro, por sua admirável postura profissional; Albertina Maha, pelos ensinamentos na língua inglesa e conversas divertidas e esclarecedoras; Hellen Andrade, por sua maneira discreta, mas sempre ajudando os amigos; James Silva, por ter me recepcionado em Brasília-DF; demais colegas da UnB que, por uma questão de espaço, não foram citados.

Aos amigos que fiz em São Paulo: Prof. Orencio Vilar, por todo o apoio durante o doutorado e pelas suas importantes observações e sugestões; Ana Elisa Abreu, Guilherme, Felipe & Rafael pelos momentos memoráveis vividos em Analândia-SP; Clébio Coimbra, pela sua sinceridade autêntica; Leonardo Silveira, pela sua “loucura” cada vez mais elegante;

Simone Furegatti, pelo seu olhar e sorriso fascinantes; Cléver Valentin, pela sua competência e seriedade; Rogério Souza, pelo seu apoio e comprometimento com a realização dos ensaios na USP-EESC; Márcia Salatiel, pela sua delicadeza e demonstrações de carinho; Andrea “Pili”, Toninho “Antônio Augusto” & João Paulo, pelos encontros sempre inesquecíveis, marcados por ensinamentos e bom humor; Aparecida & Toninho, pelo seu apoio acolhedor e repleto de cuidados carinhosos; Iara Cintra, pelo seu humor inteligente e palavras de incentivo.

Aos amigos que fiz em Goiânia-GO: “Tio” João Pedro, pelo seu coração enorme e generoso; “Tia” Berenice, por sua alegria e demonstrações de fé; “Vó” Liquita, por seu jeitinho mineiro-goiano encantador; Tanielli Moraes, por sua perspicácia graciosa; Amanda “Cecília”, por sua doçura e delicadeza; Thaís “Tatiana”, por sua alegria e descontração. Aos amigos que fiz em Aparecida de Goiânia-GO: Wander, pela sua seriedade inteligente com o trabalho; Renato Batista, pela sua competência astuciosa; André, por todo o seu esforço e apoio na realização dos ensaios de cisalhamento direto de grandes dimensões; Reginaldo, pelo seu senso de humor divertido; Heloísa, pelas suas demonstrações de consideração e cortesia; Renato Guimarães, pela sua prontidão em ajudar.

Aos amigos que fiz em Kingston-ON: Raul Moraes, pelo seu apoio fundamental; Márcia Moraes, pela sua “loucura” original; Juliana Larocerie Coriolano, pela sua alegria contagiante; Kamary Larocerie Coriolano, por seu coração enorme e dedicado aos amigos; Bee Fong Lim, pela sua simpatia e franqueza; Cheng Shyu, pela sua personalidade brasileira; Nancy Smith, pelo carinho autêntico; Mimi Kashimira, pelo seu sorriso e alegria impressionantes; Mama Debra & Papa Ian, pelos ensinamentos e momentos fabulosos vividos na ‘Friday Night Family’; Vicent Trinidad, pela sua alegria e generosidade; Bobbie Castro, pela sua camaradagem; Saman Zarnani, pela sua educação exemplar.

Aos colegas José Carlos “Dantas”, Manoel Messias, Domingos, Raimundo Pereira, Miguel e Eduardo, pelos seus exemplos de compromisso com o trabalho e momentos repletos de consideração e respeito durante a construção dos muros experimentais.

RESUMO

As vantagens técnicas e econômicas oferecidas pelas Estruturas de Solo Reforçado (ESR) tendem a ser ameaçadas, num futuro próximo, pela necessidade de adoção de uma postura que atente para o desenvolvimento sustentável. Embora essa afirmação pareça ser infundada e/ou exagerada, ela é justificada pelo fato das preocupações com a preservação de jazidas de matéria-prima (particularmente as de material de aterro de boa qualidade) terem se tornado um dilema atual não só dos governantes, mas também da sociedade como um todo. Por outro lado, a demanda por novas estruturas e reformas do ambiente urbano tem causado uma significativa geração de resíduos na Indústria da Construção Civil. Atualmente, os Resíduos de Construção e Demolição (RCD) e solos com uma significativa parcela de finos – classificados como não convencionais para o uso em ESR – correspondem a uma significativa parcela dos materiais presentes nas usinas de beneficiamento. Neste cenário, o emprego de Resíduos de Construção e Demolição Reciclados (RCD-R) e de solos não convencionais como material de aterro aparece como uma interessante opção para a incorporação de uma postura que contemple o desenvolvimento sustentável na técnica de solo reforçado. Buscando investigar essa proposta, 3 muros envelopados, construídos em escala real, foram executados empregando RCD-R e um solo silto-arenoso como materiais de aterro. Os materiais de reforço utilizados foram duas geogrelhas (polimérica e metálica) e um geotêxtil não tecido. Os muros foram instrumentados com células de tensões totais, inclinômetros, medidores de recalques e extensômetros de cabo de aço e elétricos para medição deformações nos reforços. Como parte do programa de pesquisa, a camada de solo poroso sob dois dos muros foi inundada para verificar o desempenho dos mesmos quando do colapso do solo de fundação. Os resultados dos ensaios de caracterização realizados no RCD-R revelaram excelentes valores para os parâmetros geotécnicos de interesse, com uma baixa variabilidade dos mesmos. As análises da instrumentação são apresentadas e discutidas e mostraram um excelente desempenho das estruturas experimentais, mesmo adiante do colapso do solo de fundação.

ABSTRACT

Some important economical and technical advantages provided by reinforced soil walls may be somehow compromised by the requirements of sustainable development in the near future. Although this statement seems to be unfounded and/or exaggerate, the concerns on preserving the sources of raw material (particularly good quality fill materials) are a present dilemma not just for government officials but also for the society as a whole. On the other hand, the demand for renovation and/or reform of urban environments have promoted a distinguished waste generation in Civil Engineering. Nowadays, construction and demolition wastes (CDW) and soil with high percentage of fine particles are perceived as a significant proportion of the material stored in recycled plants. In this scenario, the use of recycled construction and demolition waste (RCDW) and cohesive soils as backfill material appears to be an interesting option to incorporate sustainable development into the reinforced soil wall technique. In order to investigate this proposal, 3 instrumented full-scale wrapped face reinforced wall were constructed using RCDW and a sandy-silt as backfill materials. The reinforcement types tested were a polymeric geogrid, a metallic grid and a non woven geotextile. The walls were instrumented with total pressure cells, inclinometers, settlement gauges and strain gauges for the measurement of reinforcement strains. As part of the research programme, the porous soil underlying two of the walls was inundated to verify the behaviour of the walls during the collapse of the foundation soil. The RCDW showed excellent geotechnical parameters with low variability. Results from instrumentation are presented and discussed and show a very good performance of the structure, even when constructed on collapsible soil.

ÍNDICE

Capítulo	Página
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.3 ESTRUTURA DA TESE	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO (RCD).....	5
2.1.1 GERAÇÃO DOS RCD NO DISTRITO FEDERAL.....	6
2.1.2 IMPACTOS GERADOS PELOS RCD.....	8
2.1.3 RECICLAGEM DOS RCD.....	10
2.1.4 RECICLAGEM DOS RCD NO DISTRITO FEDERAL.....	12
2.2 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DOS RCD-R	14
2.2.1 APLICAÇÃO DOS RCD-R EM ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO	14
2.3 ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO	16
2.3.1 ASPECTOS ECONÔMICO-AMBIENTAIS DAS ESR.....	19
2.3.2 USO DE MATERIAL NÃO CONVENCIONAL DE PREENCHIMENTO DAS ESR.....	21
2.3.3 MECANISMO DE INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO	23
2.3.4 RECOMENDAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO DE ESR.....	27
2.3.5 MODOS DE RUPTURA.....	28
2.3.6 RESISTÊNCIA DOS GEOSINTÉTICOS À DEGRADAÇÃO	30
2.3.7 TEORIAS DE EMPUXO DE TERRA.....	33
2.3.8 SUPERFÍCIE DE RUPTURA.....	34
2.3.9 PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DE ESR.....	35
2.3.10 DESEMPENHO DAS ESR.....	36
2.3.11 DESEMPENHO DE UM MURO DE FACE ENVELOPADA COM GRELHA METÁLICA (MURO 9 - RMCC).....	38
2.3.12 MÉTODO K-STIFFNESS.....	43
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	46
3.1 MATERIAIS	46
3.1.1 RCD-R.....	46
3.1.2 SILTE ARENOSO	51
3.1.3 ELEMENTOS DE REFORÇO.....	52
3.2 DEGRADAÇÃO DOS ELEMENTOS DE REFORÇO.....	52
3.3 INSTALAÇÕES PARA ENSAIOS DE ESTRUTURAS EXPERIMENTAIS DE SOLO REFORÇADO	55
3.3.1 INSTALAÇÃO DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA	55
3.3.2 INSTALAÇÃO DO ROYAL MILITARY COLLEGE OF CANADA.....	66
3.4 INSTRUMENTAÇÃO	67

3.4.1	MEDIÇÕES DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DO SOLO DE FUNDAÇÃO	67
3.4.2	MEDIÇÕES DE TENSÕES INTERNAS	68
3.4.3	MEDIÇÕES DE DEFORMAÇÕES NOS REFORÇOS	72
3.4.4	MEDIÇÕES DE DESLOCAMENTOS DA FACE	84
3.4.5	MEDIÇÕES DE RECALQUES SUPERFICIAIS	85
3.4.6	MEDIÇÕES DE RECALQUES NO INTERIOR DO MACIÇO REFORÇADO	87
3.5	CONSTRUÇÃO DOS MUROS	87
3.5.1	MUROS 1 E 2	87
3.5.2	MURO 3	92
4	RESULTADOS E ANÁLISES DA CARACTERIZAÇÃO DO RCD-R, DA DEGRADAÇÃO DOS ELEMENTOS DE REFORÇO E DA CONSTRUÇÃO DOS MUROS.....	95
4.1	CARACTERIZAÇÃO DO RCD-R.....	95
4.1.1	ANÁLISE GRAVIMÉTRICA	95
4.1.2	ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	101
4.1.3	CLASSIFICAÇÃO MCT	102
4.1.4	ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO	102
4.1.5	ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (EQUIPAMENTO DE GRANDES DIMENSÕES).....	104
4.2	PH.....	109
4.3	ANÁLISE DOS DANOS MECÂNICOS E QUÍMICOS NOS GEOSSINTÉTICOS	110
4.4	DENSIDADE E UMIDADE DO MATERIAL DE ATERRO DURANTE A CONSTRUÇÃO DOS MUROS.....	115
4.4.1	MUROS 1 E 2	115
4.4.2	MURO 3	116
5	RESULTADOS E ANÁLISES DOS MUROS 1 E 2	119
5.1	RESULTADOS OBTIDOS PARA O MURO 1 (GEOGRELHA).....	119
5.1.1	DESLOCAMENTOS DA FACE	119
5.1.2	RECALQUES NO MACIÇO.....	126
5.1.3	TENSÕES NO MACIÇO.....	131
5.1.4	DEFORMAÇÕES NOS REFORÇOS.....	136
5.1.5	MOVIMENTOS DO SOLO DE FUNDAÇÃO	148
5.2	RESULTADOS OBTIDOS PARA O MURO 2 (GEOTÊXTIL)	150
5.2.1	DESLOCAMENTOS NA FACE	150
5.2.2	RECALQUES NA SUPERFÍCIE DO MACIÇO.....	156
5.2.3	TENSÕES NO MACIÇO.....	161
5.2.4	DEFORMAÇÃO DOS REFORÇOS	165
5.2.5	MOVIMENTOS DO SOLO DE FUNDAÇÃO	171
5.3	COMPARAÇÃO DO DESEMPENHO DOS MUROS 1 E 2.....	173
5.3.1	DESEMPENHO NO FINAL DA CONSTRUÇÃO.....	173
5.3.2	DESEMPENHO NO FINAL DO 1º PERÍODO CHUVOSO	177
5.3.3	DESEMPENHO NA ÚLTIMA LEITURA.....	182

6	RESULTADOS E ANÁLISES DO MURO 3 (GRELHA METÁLICA)	189
6.1.1	D ESLOCAMENTOS DA FACE	189
6.1.2	RECALQUES NA SUPERFÍCIE DO MACIÇO.....	191
6.1.3	RECALQUES NO INTERIOR DO MACIÇO	192
6.1.4	TENSÕES NO MACIÇO.....	193
6.1.5	DEFORMAÇÕES NOS REFORÇOS.....	194
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	203
7.1.1	CONCLUSÕES.....	203
7.1.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	207
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	209

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Ações prevista e prazos estabelecidos pela Resolução CONAMA N° 307/2002.....	12
Tabela 2.2. Valores relativos à Usina de Reciclagem de Entulho de Brasília/Aterro do Jóquei (a partir de Nunes, 2004).....	14
Tabela 2.3. Proposta do uso de RCD-R em obras geotécnicas.....	15
Tabela 2.4. Parâmetros do RCD-R (a partir de Santos, 2007).....	16
Tabela 2.5. Principais tipos de geossintéticos e funções (a partir de Bueno & Vilar, 2004).....	17
Tabela 2.6. Valores dos parâmetros ecológicos para uma estrutura de 6 m de altura (a partir de Jones, 1994).....	20
Tabela 2.7. Valores mínimos de f_{dm} para geotêxteis (Palmeira, 1993).....	32
Tabela 2.8. Fatores de redução para danos de instalação (Elias et al., 2001)	32
Tabela 2.9. Principais informações sobre o muro construído em Poitiers, França (a partir de Allen et al. 2002).....	37
Tabela 3.1. Principais características dos muros da pesquisa.....	47
Tabela 3.2. Plano de coleta realizado na pesquisa	47
Tabela 3.3. Principais parâmetros geotécnicos do silte arenoso (a partir de Gregg, 2008).....	51
Tabela 3.4. Elementos de reforço utilizados na pesquisa.....	52
Tabela 3.5. Caracterização geotécnica do solo do CEFECG (modificado de Guimarães, 2002).....	58
Tabela 3.6. Características das CTT empregadas nos Muros 1 e 2.....	69
Tabela 3.7. Características das CTT empregada no Muro 3.....	71
Tabela 3.8. Principais características dos extensômetros elétricos.....	74
Tabela 3.9. Distribuição dos extensômetros elétricos no Muro 1.....	76
Tabela 3.10. Distribuição dos extensômetros elétricos no Muro 3.....	79
Tabela 3.11. Características dos transdutores de deslocamento empregados no acompanhamento dos movimentos da face do Muro 3.....	85
Tabela 3.12. Características dos Muros 1 e 2.....	92
Tabela 3.13. Resumo do histórico da construção do Muro 3.....	94
Tabela 4.1. Resultados da classificação gravimétrica do RCD-R.....	100
Tabela 4.2. Resumo dos resultados obtidos na classificação MCT do RCD-R.....	102

Tabela 4.3. Resultado dos ensaios de compactação do RCD-R.....	104
Tabela 4.4. Resumo dos parâmetros obtidos a partir das envoltórias de resistência.....	109
Tabela 4.5. Resultado dos ensaios de pH do RCD-R.....	109
Tabela 4.6. Resumo dos ensaios de tração não confinada (geotêxtil).....	111
Tabela 4.7. Fatores de redução de resistência do geotêxtil submetido a danos causados pelo RCD-R.	112
Tabela 4.8. Resumo dos ensaios de tração não confinada (geogrelha).....	114
Tabela 4.9. Fatores de redução de resistência da geogrelha submetida a danos causados pelo RCD-R.....	115
Tabela 5.2. Parâmetros empregados no cálculo das tensões horizontais ao longo da altura do Muro 1.....	134
Tabela 5.2. Convenção para a classificação da natureza dos esforços no elemento de reforço.....	136
Tabela 5.3. Natureza de esforços de deformação no reforço #1 no término da construção (Muro 1).....	138
Tabela 5.4. Natureza de esforços de deformação no reforço #1 no dia 587 (Muro 1).....	141
Tabela 5.5. Natureza de esforços de deformação no reforço #3 no término da construção (Muro 1).....	143
Tabela 5.6. Natureza de esforços de deformação no reforço #3 no dia 587 (Muro 1).....	146
Tabela 5.7. Natureza de esforços de deformação no reforço #5 no dia 587 (Muro 1).....	148

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Imagem da construção de Brasília-DF.....	06
Figura 2.2. Participação dos RCD nos RSU de algumas cidades brasileiras e do DF.....	07
Figura 2.3. Implosão realizada na margem do Lago Paranoá, Brasília-DF, em 22/01/2007.....	08
Figura 2.4. Flagrante de despejo de RCD no Plano Piloto, Brasília-DF.....	10
Figura 2.5. Escavação realizada em Brasília-DF.	11
Figura 2.6. Amostras de geossintéticos.	17
Figura 2.7 – Valores médios de custo de várias categorias de muros de contenção (Koerner, 1999)	19
Figura 2.8. Faixas granulométricas recomendadas pela FHWA (2002) e NCMA (1997).....	21
Figura 2.9. Mecanismos de interação em um muro reforçado com geossintéticos (Palmeira e Milligan, 1989 apud Palmeira, 2009).....	23
Figura 2.10 Ancoramento de membro transversal de geogrelha após o ensaio de arrancamento com RCD-R (Santos, 2007).....	25
Figura 2.11. Efeito do espaçamento dos elementos transversais na resistência ao arrancamento (Teixeira et al. 2007).....	27
Figura 2.12. Modos de ruptura de muros de solo reforçado com face de blocos: externo (linha superior); interno (linha do meio); na face (linha inferior) (Bathurst & Simac, 1994).....	29
Figura 2.13. Definição das zonas ativa e passiva no maciço reforçado.	30
Figura 2.14. Superfícies de ruptura em ESR.....	35
Figura 2.15. Configuração do Muro 9 – RMCC (Reeves, 2003).....	39
Figura 2.16. Curva granulométrica da areia empregada no Muro 9 – RMCC.....	39
Figura 2.17. Deslocamento da face do Muro 9 – RMCC (Reeves, 2003).....	40
Figura 2.18. Tensão na base do Muro 9 – RMCC (Reeves, 2003).....	41
Figura 2.19. Deformações na camada 4 obtidas por meio de extensômetro de cabo de aço (Reeves, 2003).....	42
Figura 2.20. Deformações na camada 4 obtidas por meio de extensômetro elétricos (Reeves, 2003).....	42
Figura 3.1. Pátio de estocagem de RCD, na UREB.....	48
Figura 3.2. Armazenamento do RCD-R na UnB.....	49

Figura 3.3. Umidecimento do RCD-R para o ensaio de cisalhamento direto.	50
Figura 3.4. Ensaio de cisalhamento direto de grandes dimensões com RCD-R.....	50
Figura 3.5. Curva granulométrica do silte arenoso.....	51
Figura 3.6. Caixa utilizada na reprodução do dano mecânico do RCD-R nos elementos de reforço.....	53
Figura 3.7. Ensaio de resistência à tração de geogrelha – Lab. de Geossintéticos (EESC-USP).	54
Figura 3.8. Exumação das amostras enterradas por um período de 15 meses.	54
Figura 3.9. Imagem aérea das imediações do CEFECG.....	56
Figura 3.10. Precipitação em Brasília-DF durante o período de monitoramento dos muros experimentais.....	57
Figura 3.11. Perfil geotécnico típico do subsolo do CEFECG (Mota, 2003).....	59
Figura 3.12. Instalação para ensaios de estruturas experimentais de solo reforçado da UnB	60
Figura 3.13. Materiais utilizados na confecção dos tubos de verificação do sistema de inundação.....	61
Figura 3.14. Instalação de um dos tubos de verificação do sistema de inundação.....	61
Figura 3.15. Drenos de brita do sistema de inundação.....	62
Figura 3.16. Visão em planta do sistema de inundação da fundação.....	63
Figura 3.17. Sistema de inundação da fundação – corte AA`.....	64
Figura 3.18. Visão geral da inundação da fundação dos muros experimentais.....	64
Figura 3.19. Detalhe da inundação da fundação dos muros experimentais.....	65
Figura 3.20. Poço de inspeção do sistema para a inundação.....	65
Figura 3.21. Instalação para ensaios de muros de contenção da RMCC.	66
Figura 3.22. Instalação do tubo de inclinômetro.....	67
Figura 2.23. Preenchimento do espaço entre o furo a trado e a superfície externa do tubo de inclinômetro.....	68
Figura 3.24. Distribuição das CTT no maciço reforçado (Muros 1 e 2).....	69
Figura 3.25. Instalação do anel de proteção da CTT.....	70
Figura 3.26. Esquema da instalação da CTT.....	71
Figura 3.27. CTT instaladas na base do Muro 3.....	72
Figura 3.28. Distribuição das CTT no maciço reforçado (Muro 3).....	73
Figura 3.29. Linhas de instrumentação de extensômetros elétricos (Muros 1 e 2).....	74
Figura 3.30. Ponto instrumentado com extensômetro elétrico (Muro 1).	76

Figura 3.31. Espalhamento do RCD-R ao redor dos tubos de PVC.....	77
Figura 3.32. Região circunvinha aos extensômetros elétricos (Muro 1).....	78
Figura 3.33. Ponto instrumentado com extensômetro elétrico (Muro 3).....	79
Figura 3.34. Pontos de fixação dos cabos dos extensômetros mecânicos (Muro 2).....	80
Figura 3.35. Arranjo empregado na instalação dos cabos de aço e placas para a fixação de extensômetros mecânicos.....	81
Figura 3.36. Ponto de fixação do extensômetro mecânico em uma camada de geotextil não tecido.....	82
Figura 3.37. Pontos de fixação dos extensômetros mecânicos (Muro 3).....	83
Figura 3.38. Transdutores de deslocamento instalados na parte traseira do Muro 3, para o monitoramento dos extensômetros de cabo de aço.....	83
Figura 3.39. Postes de referência para a leitura dos deslocamentos da face (Muro 3).....	84
Figura 3.40. Marco superficial de concreto.....	85
Figura 3.41. Distribuição dos marcos superficiais (Muros 1 e 2).....	86
Figura 3.42. Localização dos transdutores de deslocamento utilizados na superfície do aterro do Muro 3.....	86
Figura 3.43. Localização dos <i>tell-tales</i> no interior do maciço do Muro 3.....	87
Figura 3.44. Escavação da fundação dos muros laterais de bloco de concreto.....	88
Figura 3.45. Construção da IEEESR.....	88
Figura 3.46. Paredes internas revestidas com lonas lubrificadas.....	89
Figura 3.47. Lançamento do RCD-R na caixa de calibração e cubagem.....	90
Figura 3.48. Histórico de construção dos Muros 1 e 2.....	90
Figura 3.49. Lançamento do RCD-R durante a construção dos muros (Muro 1 e 2)	91
Figura 3.50. Compactação e regularização da camada de RCD-R, durante a construção dos muros experimentais (Muro 1 e 2).....	92
Figura 3.51. Processo de revolvimento para a retirada de umidade do solo.....	93
Figura 3.52. Garra empregada para o ancoramento das camadas de reforço do Muro 3 (Reeves, 2003).....	94
Figura 4.1. Material retido na peneira de abertura 4,8mm (RCD-R 01).....	95
Figura 4.2. Material retido na peneira de abertura 4,8mm (RCD-R 02).....	96
Figura 4.3. Material retido na peneira de abertura 4,8mm (RCD-R 03).....	96
Figura 4.4. Material retido na peneira de abertura 4,8mm (RCD-R 04).....	97
Figura 4.5. Análise gravimétrica do RCD-R 01.....	98
Figura 4.6. Análise gravimétrica do RCD-R 02.....	98

Figura 4.7. Análise gravimétrica do RCD-R 03.....	99
Figura 4.8. Análise gravimétrica do RCD-R 04.....	99
Figura 4.9. Curvas granulométricas dos RCD-R.....	101
Figura 4.10. Curvas de compactação dos RCD-R.....	103
Figura 4.11. Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do RCD-R 01.....	104
Figura 4.12. Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do RCD-R 02.....	105
Figura 4.13. Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do RCD-R 03.....	105
Figura 4.14. Curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal do RCD-R 01.....	106
Figura 4.15. Curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal do RCD-R 02.....	106
Figura 4.16. Curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal do RCD-R 03.....	106
Figura 4.17. Envoltória de resistência do RCD-R 01.....	107
Figura 4.18. Envoltória de resistência do RCD-R 02.....	108
Figura 4.19. Envoltória de resistência do RCD-R 03.....	108
Figura 4.20. Curvas carga versus deformação das amostras de geotêxtil virgens.....	110
Figura 4.21. Curvas carga versus deformação das amostras de geotêxtil submetidas a danos mecânicos com rolo.....	110
Figura 4.22. Curvas carga versus deformação das amostras de geotêxtil submetidas a danos mecânicos com compactador tipo sapo.....	111
Figura 4.23. Curvas carga versus deformação das amostras de geotêxtil exumadas – submetidas a danos mecânicos com rolo e enterradas por 15 meses.....	111
Figura 4.24. Curvas carga versus deformação das amostras de geogrelha virgens.....	113
Figura 4.25. Curvas carga versus deformação das amostras de geogrelha submetidas a danos mecânicos com rolo.....	113
Figura 4.26. Curvas carga versus deformação das amostras de geogrelha submetidas a danos mecânicos com compactador tipo sapo.....	113
Figura 4.27. Curvas carga versus deformação das amostras de geogrelha exumadas – submetidas a danos mecânicos com rolo e enterradas por 15 meses.....	114
Figura 4.28. Peso específico do RCD-R durante a construção dos Muros 1 e 2.....	116
Figura 4.29. Umidade de RCD-R durante a construção dos Muros 1 e 2.....	116
Figura 4.30. Peso específico do silte arenoso durante a construção do Muro 3.....	117

Figura 4.31. Umidade do silte arenoso durante a construção do Muro 3.....	117
Figura 5.1. Perfil da face do Muro 1 (logo após o término da construção).....	120
Figura 5.2. Irregularidade na face do Muro 1.....	120
Figura 5.3. Deslocamentos horizontais da face na Seção Oeste (Muro 1).....	121
Figura 5.4. Efeito da inundação da base do muro nos deslocamentos horizontais da face na Seção Oeste (Muro 1).....	122
Figura 5.5. Deslocamentos horizontais da face na Seção Central (Muro 1).....	123
Figura 5.6. Efeito da inundação da base do muro nos deslocamentos horizontais da face da Seção Central (Muro 1).....	124
Figura 5.7. Deslocamentos horizontais da face na Seção Leste (Muro 1).....	125
Figura 5.8. Efeito da inundação da base do muro nos deslocamentos horizontais da face na Seção Leste (Muro 1).....	126
Figura 5.9. Curvas recalques normalizados versus tempo da Linha Oeste de marcos superficiais.....	127
Figura 5.10. Curvas recalques normalizados versus tempo da Linha Central de marcos superficiais (Muro 1).....	128
Figura 5.11. Curvas recalques normalizados versus tempo da Linha Leste de marcos superficiais (Muro 1).....	128
Figura 5.12. Perfis de recalques normalizados ao longo da Linha Oeste de marcos superficiais (Muro 1).	129
Figura 5.13. Perfis de recalques normalizados ao longo da Linha Central de marcos superficiais (Muro 1).....	130
Figura 5.14. Perfis de recalques normalizados ao longo da Linha Leste de marcos superficiais (Muro 1).....	130
Figura 5.15. Perfis de recalques após a inundação da base do Muro1.....	131
Figura 5.16. Tensões verticais na base (200 mm acima do reforço #1) do Muro 1 durante a construção.....	132
Figura 5.17. Tensões verticais na base (200 mm acima do reforço #1) do Muro 1 ao longo do tempo.....	132
Figura 5.18. Tensões verticais ao longo da base (200 mm acima do reforço #1) do Muro 1.....	133
Figura 5.19. Tensões horizontais ao longo altura do Muro 1.....	134
Figura 5.20. Tensões horizontais ao longo da camada #3 – 1,5 m acima da base (Muro 1).....	135

Figura 5.21. Deformação do reforço na Linha Oeste 1 durante a construção (Muro 1).	137
Figura 5.22. Deformação do reforço na Linha Leste 1 durante a construção (Muro 1).	137
Figura 5.23. Deformação do reforço na Linha Oeste 1 entre o término da construção e o final do monitoramento (Muro 1).....	139
Figura 5.24. Deformações do reforço na Linha Oeste 1 decorrentes da inundação induzida da base (Muro 1).....	139
Figura 5.25. Deformação do reforço na Linha Leste 1 entre o término da construção e o final do monitoramento (Muro 1).....	140
Figura 5.26. Deformações do reforço na Linha Leste 1 decorrentes da inundação induzida da base (Muro 1).....	141
Figura 5.27. Deformação do reforço na Linha Oeste 3 durante a construção do muro (Muro 1).	142
Figura 5.28. Deformação do reforço na Linha Leste 3 durante a construção do muro (Muro 1).	142
Figura 5.29. Deformação do reforço na Linha Oeste 3 entre o término da construção e o final do monitoramento (Muro 1).....	143
Figura 5.30. Deformações do reforço na Linha Oeste 3 decorrentes da inundação induzida da base (Muro 1).....	144
Figura 5.31. Deformação do reforço na Linha Leste 3 entre o término da construção e o final do monitoramento (Muro 1).....	145
Figura 5.32. Deformações do reforço na Linha Leste 3 decorrentes da inundação induzida da base (Muro 1).....	145
Figura 5.33. Deformação do reforço na Linha Oeste 5 entre o término da construção e o final do monitoramento (Muro 1).....	146
Figura 5.34. Deformação do reforço na Linha Leste 5 entre o término da construção e o final do monitoramento (Muro 1).....	147
Figura 5.35. Deformações do reforço na Linha Oeste 5 decorrentes da inundação induzida da base (Muro 1).....	147
Figura 5.36. Deformações do reforço na Linha Leste 5 decorrentes da inundação induzida da base (Muro 1).....	148

Figura 5.37. Deslocamentos horizontais da fundação do Muro 1 registradas até o dia 360.....	149
Figura 5.38. Deslocamentos horizontais da fundação do Muro 1 decorrentes da inundação induzida.....	149
Figura 5.39. Perfil da face do Muro 2 (logo após o término da construção).....	150
Figura 5.40. Deslocamentos horizontais da face na Seção Oeste (Muro 2).....	151
Figura 5.41. Efeito da inundação da base do muro nos deslocamentos horizontais da face da Seção Oeste (Muro 2).....	152
Figura 5.42. Deslocamentos horizontais da face na Seção Central (Muro 2).....	153
Figura 5.43. Efeito da inundação da base do muro nos deslocamentos horizontais da face da Seção Central (Muro 2).....	154
Figura 5.44. Deslocamentos horizontais da face na Seção Leste (Muro 2).....	155
Figura 5.45. Efeito da inundação da base do muro nos deslocamentos horizontais da face da Seção Leste (Muro 2).....	156
Figura 5.46. Curvas recalques normalizados versus tempo da Linha Oeste de marcos superficiais (Muro 2).....	157
Figura 5.47. Curvas recalques normalizados versus tempo da Linha Central de marcos superficiais (Muro 2)	157
Figura 5.48. Curvas recalques normalizados versus tempo da Linha Leste de marcos superficiais (Muro 2).....	158
Figura 5.49. Perfis de recalques normalizados ao longo da Linha Oeste de marcos superficiais (Muro 2).....	159
Figura 5.50. Perfis de recalques normalizados ao longo da Linha Central de marcos superficiais (Muro 2).....	159
Figura 5.51. Perfis de recalques normalizados ao longo da Linha Leste de marcos superficiais (Muro 2).....	160
Figura 5.52. Recalques normalizados decorrentes da inundação da base do muro (Muro2).....	160
Figura 5.53. Tensões verticais na base (200 mm acima do reforço #1) do Muro 2 durante a construção.....	161
Figura 5.54. Tensões verticais na base (200 mm acima do reforço #1) do Muro 2 ao longo do tempo.....	162
Figura 5.55. Tensões verticais ao longo da base (200mm acima do reforço #1) do Muro 2.....	163

Figura 5.56. Tensões horizontais ao longo da camada #3 – 1,5m acima da base do Muro 2	163
Figura 5.57. Tensões horizontais ao longo altura do Muro 2.....	164
Figura 5.58. Deformação no reforço #2 versus tempo (Muro 2).....	166
Figura 5.59. Perfis de deformações ao longo do comprimento do reforço #2 (Muro 2)	166
Figura 5.60. Deformação no reforço #3 versus tempo (Muro 2).....	167
Figura 5.61. Deformação no reforço #4 versus tempo (Muro 2).....	167
Figura 5.62. Deformação no reforço #5 versus tempo (Muro 2).....	168
Figura 5.63. Perfis de deformações ao longo do comprimento do reforço #3 (Muro 2)	169
Figura 5.64. Perfis de deformações ao longo do comprimento do reforço #4 (Muro 2)	169
Figura 5.65. Perfis de deformações ao longo do comprimento do reforço #5 (Muro 2)	170
Figura 5.66. Deformação no reforço #6 versus tempo (Muro 2).....	171
Figura 5.67. Deformação ao longo do comprimento do reforço #6 (Muro 2)	171
Figura 5.68. Deslocamentos horizontais da fundação do Muro 2 registradas até o dia 360.....	172
Figura 5.69. Deslocamentos horizontais da fundação do Muro 2 decorrentes da inundaçã induzida.....	172
Figura 5.70. Perfis dos Muros 1 e 2 logo após o término da construção.....	174
Figura 5.71. Tensões verticais nas bases dos Muros 1 e 2 no término da construção.....	175
Figura 5.72. Deformação dos elementos de reforço nas camadas mais inferiores dos Muros 1 e 2 no término da construção.....	176
Figura 5.73. Deformação dos elementos de reforço nas camadas #3 dos Muros 1 e 2 no término da construção.....	176
Figura 5.74. Deformação dos elementos de reforço nas camadas #5 dos Muros 1 e 2 no término da construção.....	177
Figura 5.75. Deslocamentos horizontais das faces dos Muros 1 e 2 após o 1º período chuvoso.....	178
Figura 5.76. Recalques normalizados nas superfícies dos maciços dos Muros 1 e 2 após o 1º período chuvoso.....	179

Figura 5.77. Tensões verticais nas bases dos Muros 1 e 2 após o 1º período chuvoso.....	180
Figura 5.78. Deformação dos elementos de reforço nas camadas mais inferiores dos Muros 1 e 2 após o 1º período chuvoso.....	180
Figura 5.79. Deformação dos elementos de reforço nas camadas #3 dos Muros 1 e 2 após o 1º período chuvoso.....	181
Figura 5.80. Deformação dos elementos de reforço nas camadas #5 dos Muros 1 e 2 após o 1º período chuvoso.....	181
Figura 5.81. Deslocamentos horizontais do solo de fundação registrados para os Muros 1 e 2 após o 1º período chuvoso.....	182
Figura 5.82. Deslocamentos horizontais das faces dos Muros 1 e 2 no dia 587 (última leitura).	183
Figura 5.83. Recalques nas superfícies dos maciços dos Muros 1 e 2 no dia 586 (última leitura)	184
Figura 5.84. Deformação dos elementos de reforço nas camadas mais inferiores dos Muros 1 e 2 no momento da última leitura.....	185
Figura 5.85. Deformação dos elementos de reforço nas camadas #3 dos Muros 1 e 2 no momento da última leitura.....	185
Figura 5.86. Deformação dos elementos de reforço nas camadas #5 dos Muros 1 e 2 no momento da última leitura.....	186
Figura 5.87. Deslocamentos horizontais do solo de fundação registrados para os Muros 1 e 2 na última leitura (dia 361).....	187
Figura 6.1. Perfil da face do Muro 3 (medidos com auxílio dos postes de referência).....	190
Figura 6.2. Movimentos horizontais da face do Muro 3 (medidos pelos transdutores de deslocamento instalados na face).....	190
Figura 6.3. Recalques na superfície do maciço do Muro 3.....	191
Figura 6.4. Perfis de recalques da superfície do maciço do Muro 3.....	192
Figura 6.5. Recalques no interior do maciço do Muro 3.....	192
Figura 6.6. Tensão na base do Muro.....	193
Figura 6.7. Tensão dentro do maciço do Muro 3.....	194
Figura 6.8. Deformações na Grelha #1 (Muro 3).....	195
Figura 6.9. Deformações na Grelha #2 (Muro 3).....	196
Figura 6.10. Deformações na Grelha #3 (Muro 3).....	196
Figura 6.11. Deformações na Grelha #4 (Muro 3).....	197

Figura 6.12. Deformações na Grelha #5 (Muro 3).....	198
Figura 6.13. Deformações na Grelha #6 (Muro 3).....	199
Figura 6.14. Perfil de deformação dos elementos de reforço do Muro 3, no momento de aplicação da sobrecarga máxima (130 kPa).....	200
Figura 6.15. Cargas máximas de tração nos reforços previstas e medidas para o Muro 3, no momento de aplicação da sobrecarga máxima (130 kPa).....	201

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMECLATURAS E ABREVIACÕES

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASCOLES	Associação das Empresas Coletoras de Entulho e Similares do DF
BS	<i>British Standard</i>
CEFECG	Campo Experimental de Fundação, Ensaio de Campo e Geossintético
CONAMA	Conselho Nacional de Meio Ambiente
CTT	célula de tensão total
DF	Distrito Federal
ECA	estrutura de concreto armado
EESC-USP	Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo
EESR	estrutura experimental de solo reforçado
ESR	estrutura de solo reforçado
EUA	Estados Unidos da América
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
GDF	Governo do Distrito Federal
GO	Goiás
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
ICC	Indústria da construção civil
IESR	Instalação para ensaio de estruturas experimentais de solo reforçado
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
NA	não se aplica
NBR	Norma Técnica Brasileira
NCMA	<i>National Concrete Masonry Association</i>
NI	não informado
NP	não presente
PAIC	Pesquisa Anual da Indústria da Construção
PPG-UnB	Programa de Pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília
RCD	Resíduo de Construção e Demolição
RCD-R	Resíduo de Construção e Demolição Reciclado
RMCC	<i>Royal Military College of Canada</i>
RSU	Resíduo sólido urbano

SGAN	Setor de Grandes Áreas Norte
SNIS	Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento
TT	<i>tell-tales</i>
UnB	Universidade de Brasília
UNESCO	Organização das Nações Unidas para a educação, a ciência e a cultura
UREB	Usina de Reciclagem de Entulho de Brasília
a	adesão entre o solo e o geossintético
b	altura ou espessura dos membros de ancoragem da geogrelha
B	comprimento do elemento de reforço
c	coesão do solo
C	compressão
C_c	coeficiente de curvatura
C_u	coeficiente de uniformidade
D	diâmetro da célula de tensão total
d_0	diâmetro do maior grão do solo
$D_{t \max}$	fator de distribuição de carga
f	coeficiente de interação por atrito
f_{amb}	coeficiente de redução devido a danos provocados pelo ambiente
f_b	coeficiente de redução devido a danos biológicos
fb	coeficiente de aderência solo-geogrelha
f_{dm}	coeficiente de redução devido a danos mecânicos
f_{fL}	coeficiente de redução devido ao efeito da fluência
f_m	coeficiente de redução devido a incertezas do material
f_q	coeficiente de redução devido a danos químicos
F	flexão
GG	geogrelha
GT	geotextil
H	altura do muro
I_p	índice de plasticidade
K	coeficiente de empuxo
K_a	coeficiente de empuxo ativo
M_A	gramatura do geossintético
n	número de amostras
N_{SPT}	número de golpes no ensaio de penetração SPT

PEAD	polietileno de alta densidade
PET	poliéster
PF	potenciômetro de face
PP	polipropileno
PVC	policloreto de vinila
q	sobrecarga uniformemente distribuída na superfície do terreno
qc	resistência de ponta no ensaio de cone
s	desvio padrão
S_g	espaçamento entre membros de ancoragem
S_v	espaçamento entre camada de reforço
t	variável aleatória para a Distribuição de Student
T	tração
TDT	transdutor de deslocamento de topo
$T_{\text{índice}}$	resistência à tração índice do geossintético
T_{max}	carga máxima de tração no reforço
T_{ref}	resistência à tração de referência do geossintético ao final da vida útil da obra
w	umidade do solo
w_{ot}	umidade ótima do solo
x	distância do ponto de instalação até a face do muro
\bar{X}	média amostral
y	elevação
z_0	profundidade de tensão horizontal nula
z_i	profundidade
α_b	percentagem de área total sólida disponível para a ancoragem da geogrelha
α_s	percentagem da parcela sólida em planta de geogrelha
β'	ângulo de superfície do terreno
δ	ângulo de atrito de interface solo-geossintético
δ	ângulo de atrito na interface solo-face
δ_p	ângulo de atrito de interface do solo com a superfície sólida da geogrelha
δ_x	deslocamento horizontal
δ_y	recalque
ϕ	ângulo de atrito do solo
ϕ_{ps}	ângulo de atrito do solo sob condições de deformação plana

ϕ'	ângulo de atrito efetivo do solo
Φ_c	fator de influência da coesão
Φ_{fb}	fator de influência da inclinação da face
Φ_{fs}	fator de influência da rigidez da face
Φ_g	fator de influência da rigidez global
Φ_{local}	fator de influência da rigidez local
γ	peso específico do solo
λ	coeficiente de interação por adesão; coeficiente de ajuste do fator de influência da coesão
μ	média populacional
π	pi
ρ_d	massa específica
$\rho_{d \max}$	massa específica máxima
σ_h	tensão horizontal medida
σ'_b	tensão normal desenvolvida em cada membro de ancoragem
σ_v	tensão vertical medida
σ'_v	tensão vertical efetiva
ω	inclinação da face com a vertical
#	número

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Reuniões de diversos países, como as que ocorreram em Estocolmo em 1972 e a do Rio de Janeiro, 20 anos depois, possibilitaram a institucionalização dos assuntos referentes à temática ambiental. A Rio +10, realizada em Johannesburgo, em 2002, manteve esse movimento, que pretende regular a ação humana em escala internacional, formando uma ordem ambiental internacional (Ribeiro, 2001).

A principal decisão da Rio +10 foi a elaboração do Plano de Implementação, o qual defende que:

“A erradicação da pobreza e a modificação dos padrões insustentáveis de produção e consumo, assim como a conservação e o gerenciamento dos recursos naturais necessários ao desenvolvimento econômico e social, constituem objetivos gerais e um requisito essencial para o desenvolvimento sustentável.” (World Summit on Sustainable Development, 2002).

Dentre as indústrias que degradam o meio ambiente, seja ele urbano ou natural, a Indústria da Construção Civil (ICC) destaca-se por ser responsável por números entre 20 e 50% de todo recurso natural consumido pela sociedade. Porém, não é só como consumidora que a ICC degrada o meio ambiente, ela também é apontada como uma das principais geradoras de resíduos.

Embora muito importantes, os estudos realizados visando o uso de resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) mostram-se focados preponderantemente na utilização destes como agregados para a fabricação de concreto e para a aplicação em pavimentação. Porém, segundo a Resolução 307 do CONAMA, os resíduos “[...] resultantes da preparação e escavação de terrenos [...]” também são definidos como resíduos de construção e demolição (RCD). Sendo assim, a quantidade de solo presente nos volumes tratados nas usinas de reciclagem pode atingir valores bastante expressivos.

Enquanto isso, o benefício econômico das estruturas de solo reforçado, muitas vezes, fica limitado, principalmente pelas especificações de projeto quanto ao tipo de solo a ser utilizado. Nos países do Hemisfério Norte, solos arenosos são recomendados nas especificações de obras públicas. Como no Brasil não há especificações próprias, o emprego

das recomendações de outros países, como a BS (1995), FHWA (2001) e AASHTO (2002), tornaria inviável em muitos locais a execução deste tipo de obra pela falta de material específico próximo ao local da construção (Santos, 2007).

Da conjugação dos fatores supracitados, e tendo em vista a importância do desenvolvimento de posturas que contemplem preservação dos recursos naturais e a reciclagem na ICC, surge uma interessante perspectiva para a utilização de materiais alternativos (solos não convencionais e resíduos de construção e demolição reciclados) como materiais de aterro em obras de solo reforçado.

1.2 OBJETIVOS

Este estudo tem como objetivo avaliar experimentalmente o potencial de uso de materiais alternativos em estruturas de solo reforçado (ESR) por meio da construção, da instrumentação, do monitoramento e da análise do comportamento mecânico de três estruturas experimentais – construídas em escala real – utilizando-se um solo silto-arenoso e resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) como material de preenchimento.

Como objetivos específicos desta pesquisa, pode-se destacar:

- fazer o levantamento da situação atual da geração, gestão e reciclagem dos RCD no Distrito Federal (DF).
- caracterizar, com enfoque geotécnico, as propriedades físicas e mecânicas dos RCD-R produzidos no DF;
- investigar as movimentações e os mecanismos de ruptura das estruturas de contenção em solo reforçado construídas com um solo silto-arenoso e RCD-R como material de preenchimento;
- montar um banco de dados com os resultados das observações das estruturas experimentais e disponibilizá-lo para a comunidade técnica;
- melhorar o conhecimento a respeito da influência de diversos fatores sobre o comportamento das estruturas de solo reforçado com grelha metálica e geossintéticos;
- investigar os danos mecânicos e químicos gerados pelos RCD-R nos elementos de reforço e, eventualmente, sugerir tratamentos que possibilitem a utilização dos RCD-R produzidos no DF em tais obras;
- fornecer uma base de referência para projetos futuros com a possibilidade de melhorar os procedimentos de projeto, reduzir os custos de execução de muros reforçados e contribuir

para a introdução de uma postura que contemple o desenvolvimento sustentável no setor da Indústria da Construção Civil.

1.3 ESTRUTURA DA TESE

Esta tese está dividida em 7 capítulos, os quais foram organizados de modo a permitir ao leitor um melhor entendimento do embasamento teórico, do programa experimental desenvolvido, dos resultados obtidos e das conclusões deste estudo.

O Capítulo 1 apresenta uma introdução com as considerações gerais sobre os temas abordados e a motivação do estudo; uma visão geral da metodologia adotada; os objetivos da pesquisa; e uma breve descrição de cada capítulo.

No Capítulo 2, é feita uma revisão bibliográfica abordando os resíduos de construção e demolição (RCD) e as estruturas de solo reforçado (ESR). Sobre os RCD são apresentados dados relacionados com a sua geração, os seus impactos na sociedade e o seu processo de beneficiamento. Busca-se fazer um levantamento da situação atual desses resíduos no âmbito do Distrito Federal (DF). Em relação às ESR, são mostradas as suas principais características técnicas, econômicas e ambientais; os aspectos mecânicos adotados na sua concepção e dimensionamento; e os métodos empregados para a previsão do seu comportamento e a avaliação de desempenho.

O Capítulo 3 descreve os materiais, os instrumentos, os ensaios e as instalações empregadas nesse estudo. São apresentadas as técnicas adotadas e, em alguns casos, desenvolvidas para a fixação/instalação e monitoramento da instrumentação. Descreve-se também o sistema desenvolvido para a inundação induzida do solo de fundação das ESR construídas sobre um solo reconhecidamente colapsível.

No Capítulo 4, são apresentados os resultados dos ensaios efetuados com as amostras de resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) coletados em Brasília-DF, sendo apresentados os seus parâmetros geotécnicos de interesse para a pesquisa. O capítulo apresenta uma avaliação dos danos mecânicos e químicos que os RCD-R causaram nos elementos de reforço poliméricos.

O Capítulo 5 traz os resultados e as análises do monitoramento dos 2 muros construídos com reforços poliméricos empregando-se RCD-R como material de aterro. São apresentadas as deformações dos elementos de reforço, os deslocamentos horizontais das faces, os recalques nas superfícies dos maciços, os deslocamentos horizontais dos solos de fundação, as

tensões verticais nas bases e as tensões horizontais nos maciços reforçados. São apresentados os efeitos da inundação induzida dos solos de fundação em todos os elementos instrumentados. Finalmente, é realizada uma comparação dos desempenhos desses muros.

No Capítulo 6, são apresentados os resultados e as análises do monitoramento de um muro construído com uma grelha metálica utilizando-se um solo silto-arenoso como material de aterro. São apresentadas as deformações dos elementos de reforço, os deslocamentos horizontais da face, os recalques na superfície e no interior do maciço, as tensões verticais na base e no interior do muro no término da construção e ao longo do processo de aplicação de sobrecarga.

O Capítulo 7 – último capítulo – apresenta as conclusões do estudo e as sugestões para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO (RCD)

A definição de ‘resíduo de construção e demolição’ (RCD) é motivo de discordância, não só em relação à abrangência das frações presentes, como também quanto às atividades geradoras dessas frações (Angulo, 2000).

Para a realização desse trabalho, adotou-se a definição da Resolução 307, de 5 de julho de 2002, do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA), que diz: “*Resíduos da construção civil: são os provenientes de construções, reformas, reparos e demolições de obras de construção civil, e os resultantes da preparação e da escavação de terrenos, tais como: tijolos, blocos cerâmicos, concreto em geral, solos, rochas, metais, resinas, colas, tintas, madeiras e compensados, forros, argamassa, gesso, telhas, pavimento asfáltico, vidros, plásticos, tubulações, fiação elétrica etc., comumente chamados de entulhos de obras, caliça ou metralha*”.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), na norma brasileira (NBR) 10004, classifica os diversos tipos de resíduos sólidos segundo os riscos potenciais ao meio ambiente e à saúde pública, visando o manuseio e destinação final dos resíduos sólidos.

Segundo a NBR 10004, os RCD são classificados, na Classe II B – Inertes – e os definem como “*quaisquer resíduos que, quando amostrados de forma representativa, segundo a ABNT NBR 10007, e submetidos a um contato estático ou dinâmico com água destilada ou deionizada, à temperatura ambiente, conforme ABNT NBR 10006, não tiverem nenhum de seus constituintes solubilizados a concentrações superiores aos padrões de potabilidade de água, excetuando-se os padrões de aspecto, cor, turbidez, dureza e sabor*”.

No entanto, um estudo realizado por Oliveira (2002) chama a atenção para o fato dos resíduos de concreto serem apresentados como ‘não inertes’, quando submetidos ao ataque de águas de chuva ácida. Verificou-se que os íons provenientes da decomposição desses resíduos presentes nas águas de chuva ácida contribuem para a mineralização dos cursos d’água que alteram as condições das águas naturais.

Na Resolução 307 do CONAMA, os RCD são classificados em quatro classes, de acordo com as possibilidades de reciclagem (A, reutilizáveis ou recicláveis como agregados; B, recicláveis para outras destinações, tais como os plásticos, papéis, madeira, etc.; e C, sem tecnologia de reciclagem economicamente viável, gesso, por exemplo) ou periculosidade dos

resíduos (Classe D). A *Classe A* é composta por materiais minerais como concretos, argamassas, tijolos e telhas cerâmicas, rochas naturais, solos entre outros (CONAMA, 2002), e esta representa a maior fração dos resíduos gerados no Brasil.

2.1.1 GERAÇÃO DOS RCD NO DISTRITO FEDERAL

Apesar de todo desenvolvimento demonstrado por meio de construções cada vez mais modernas, sofisticadas e arrojadas, a indústria da construção civil guarda ainda, em alguns setores, fortes traços artesanais no seu processo produtivo, o que contribui para a geração de uma quantidade elevada de resíduos (Santos, 2007).

O caráter histórico do DF, com a construção de Brasília visando atender apenas à função administrativa de capital do país (Figura 2.1), dá a Indústria da Construção Civil (ICC) um papel de destaque desde o final da década de 1950, uma vez que a instalação de outros tipos de indústrias é restringida na região (Santos & Palmeira, 2009). A Pesquisa Anual da Indústria da Construção (PAIC 2007-2008) revelou a existência de 712 empresas de construção instaladas no DF, empregando um total de 43.013 pessoas (IBGE, 2008).



Figura 2.1. Imagem da construção de Brasília-DF (Fonte: Internet).

Essa posição de destaque pode ser comprovada por meio da classificação, em 2007, da Região Administrativa de Águas Claras como o maior canteiro de obras da América Latina.

Em 2007, já haviam sido construídos 240 prédios, com as previsões de entrega de mais de 10.000 apartamentos e de 4.000.000 m² para serem ocupados na região (Nicácio, 2007).

Segundo Rocha (2006), no DF são gerados cerca de 6.000 ton/dia de RCD. Estimativas atuais da Associação das Empresas de Coleta de Entulho de Obra (Ascoles) afirmam que aproximadamente 70% dos resíduos sólidos urbanos (RSU) gerado no DF é constituído por RCD. A Figura 2.2 apresenta a participação do RCD no RSU de algumas cidades brasileiras e do DF.

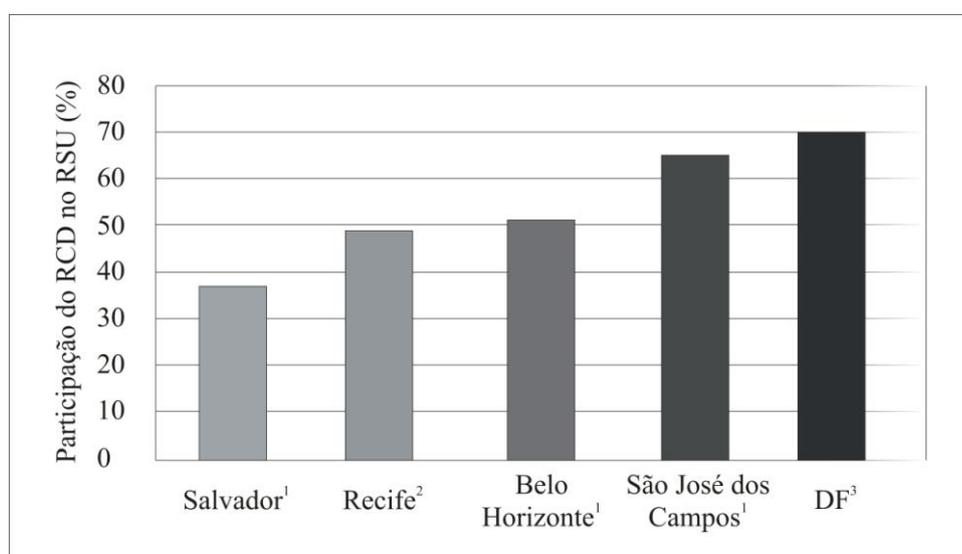


Figura 2.2. Participação dos RCD nos RSU de algumas cidades brasileiras e do DF. (Fonte: (1) Leite,2001; (2) Carneiro, 2005; (3) Estimativa da Ascoles)

Ainda segundo Levy & Helene (2000, apud Leite, 2001), num passado ainda não muito distante, muitas estruturas de concreto foram concebidas sem o conhecimento necessário sobre a sua durabilidade. Isto levou, e leva ainda hoje, à redução da vida útil das estruturas, causando sério aumento no volume dos resíduos gerados com a demolição de edifícios.

Nesse cenário, o mercado imobiliário surge como outro fator impulsionador para a indústria da demolição. Um levantamento realizado com base em todos os deferimentos de alvarás de execução de demolição publicados no Diário Oficial da Cidade de São Paulo de 1º de janeiro de 2008 até o dia 20 de outubro de 2010, revelou que, em média, 1 (um) imóvel é demolido a cada 10 horas em São Paulo-SP (Brancatelli & Burgarelli, 2010).

Deve-se chamar a atenção para a quantidade de RCD produzido com demolições, uma vez que essas atividades podem ser responsáveis pela geração de grandes volumes em um curto período de tempo. Pode-se citar, como exemplos, a implosão de duas estruturas em Brasília-DF – uma localizada às margens do Lago Paranoá (Figura 2.3) e outra no centro de Brasília – que juntas foram responsáveis pela a geração de 26.000 toneladas de entulho em um período de apenas 20 dias.



Figura 2.3. Implosão realizada na margem do Lago Paranoá, Brasília-DF, em 22/01/2007 (Foto: Jorge Cardoso).

2.1.2 IMPACTOS GERADOS PELOS RCD

A falta de uma política ambientalmente eficiente com relação aos RCD acaba motivando a exploração de novas jazidas de materiais para a construção civil. Pode-se destacar que, além da exploração dos recursos naturais em si, a necessidade de novas jazidas também causa: a) o desmatamento de extensas áreas; b) a contaminação de rios; c) exposição de aquíferos; d) a poluição do ar (gerada pelo transporte dos materiais das jazidas aos grandes centros); entre outros danos (Santos, 2007).

Segundo Corrêa & Baptista (2004), as lavras exploradas e abandonadas no DF constituem uma área de aproximadamente 3 mil hectares. Ainda segundo os autores, muitas dessas áreas – mineradas e abandonadas – representam um forte atrativo às construções

irregulares e à deposição irregular de lixo e entulho, o que agrava a degradação ambiental dessas áreas e entorno.

O RCD disposto inadequadamente polui o solo; deteriora a paisagem urbana; compromete o tráfego de pedestres e de veículos; danifica a drenagem urbana e constitui uma séria ameaça à saúde pública. Além disso, o acúmulo de RCD em local inadequado ou a sua disposição desprotegida atrai resíduos não inertes, oferecendo, simultaneamente, água, alimento e abrigo para muitas espécies de vetores patogênicos, tais como: ratos, baratas, moscas, vermes, bactérias, fungos e vírus (Schneider, 2003).

De acordo com dados fornecidos pela BELACAP (2005 apud Rocha, 2006), existem aproximadamente 200 pontos de disposição irregular de RCD no DF. A Figura 2.4 apresenta um flagrante de disposição irregular de RCD na SGAN 606, em Brasília-DF. É possível observar, nesta imagem, que o caminhão utilizado para o transporte do RCD não é sequer o veículo adequado para o transporte deste tipo de resíduo na malha urbana. Infelizmente, o despejo de RCD em lotes vazios é uma cena comum no cotidiano do DF, podendo ser acompanhada em plena luz do dia, até mesmo no Plano Piloto – área tombada pela UNESCO. Além da falta de fiscalização do transporte dos RCD, essa prática evidencia uma questão bastante grave: o sentimento de impunidade que impera entre aqueles que desrespeitam as legislações relacionadas à gestão dos RCD.

Dados do Diagnóstico do Manejo de Resíduos Sólidos Urbanos (SNIS, 2006) revelam que foram coletadas 1.379.209 toneladas de RSU em Brasília, em 2006; as despesas com a coleta desses resíduos alcançaram o montante superior a R\$ 175 milhões. Pode-se supor que uma boa parte desses recursos foi despendida para a remoção de RCD dispostos irregularmente pela cidade.

Diante dos impactos ambientais, sociais e econômicos causados pelos RCD, fica demonstrada, de forma clara, a necessidade de adoção de políticas públicas voltadas para o gerenciamento eficaz desses resíduos.



Figura 2.4. Flagrante de despejo de RCD no Plano Piloto, Brasília-DF.

2.1.3 RECICLAGEM DOS RCD

A reciclagem dos RCD, embora existam relatos de sua prática desde a Antiguidade, só teve o seu desenvolvimento tecnológico após a Segunda Guerra Mundial (1939-1945). Estima-se que na Alemanha foi gerado um volume entre 400 e 600 milhões de metros cúbicos de escombros como consequência dos bombardeios. Diante disso, a necessidade de reconstrução das cidades atingidas e a carência de materiais de construção exigiram a tomada de ações eficientes e sistemáticas no tratamento dos RCD. Assim, em 1960, todo entulho proveniente da Segunda Grande Guerra havia sido reciclado na Alemanha (Levy, 2002).

No Brasil, segundo Angulo (2000), os primeiros estudos de resíduos aplicados à construção civil, assim como a sua reciclagem, devem-se a Cincotto (1983) e a Pinto (1986). Atualmente, diversas universidades e centros de pesquisa têm realizado trabalhos buscando a utilização de resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) na fabricação de concreto e em pavimentação.

De acordo com Rocha (2006), cerca de 50% do RCD produzido no DF é constituído de partículas finas. No entanto, deve-se destacar que os processos de armazenamento, transporte e beneficiamento dos RCD contribui para aumentar ainda mais a participação da parcela de finos nos RCD-R.

Gusmão (2008) chama a atenção para o fato de que os resíduos gerados nas fases de preparação do terreno e escavação representam aproximadamente 60% dos resíduos gerados na construção de um edifício residencial padrão em Recife-PE. Tendo em vista que no DF as escavações de subsolos dos edifícios atingem profundidades bastante superiores às executadas em Recife, é possível afirmar que os volumes gerados de material escavado representam uma significativa parcela dos RCD do DF. A Figura 2.5 dá uma idéia da escavação realizada em uma obra localizada na Asa Norte, em Brasília-DF, na qual se estima que foram escavados aproximadamente 585.000 m³ de solo.



Figura 2.5. Escavação realizada em Brasília-DF.

De acordo com Santos (2007), entre alguns países da Comunidade Européia, a participação de solo e material escavado no RCD é expressiva e varia de 25 a 85%. Cerca de 270 milhões de toneladas por ano são constituídos por solo e material escavado em rodovias (Symonds, 1999). Dessa forma, a quantidade de tais materiais nos volumes tratados nas usinas de reciclagem pode atingir valores bastante expressivos. Diante dessa participação da parcela fina, solo e material escavado no RCD-R, fica justificado o direcionamento de esforços em busca da aplicação desse material em obras geotécnicas.

2.1.4 RECICLAGEM DOS RCD NO DISTRITO FEDERAL

Apesar do modelo desenvolvido por Costa (2003) ter classificado Brasília-DF como a terceira cidade, no âmbito nacional, com maior propensão para a reciclagem dos RCD – o que comprova que a cidade possui os instrumentos necessários para a gestão diferenciada dos RCD – verifica-se que o DF, até o momento, não possui uma política eficiente voltada para gestão desses resíduos.

Embora a Resolução CONAMA Nº 307/2002 represente um marco, por estabelecer diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos RCD, observa-se que o Governo do Distrito Federal (GDF) descumpriu todos os prazos das ações previstas na supracitada resolução (Tabela 2.1). Espera-se que a Política Nacional de Resíduos Sólidos (Lei no. 12.305, de 2 de Agosto de 2010) possa ajustar a conduta dos municípios e do DF de forma que esses assumam responsabilidades e se empenhem no desenvolvimento e implantação de uma gestão integrada dos RCD.

Tabela 2.1. Ações prevista e prazos estabelecidos pela Resolução CONAMA Nº 307/2002.

Ação	Prazo
Elaboração do Plano Integrado de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil (PIGRCC).	02/01/2004
Implementação do Plano Integrado de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil (PIGRCC).	07/07/2004
Exigência dos Projetos de Gerenciamento de Resíduos de Construção Civil (PGRCC).	02/01/2005

Em Brasília-DF, a tentativa de implantação do Programa Entulho Limpo demonstrou que a cidade, diferentemente de Goiânia-GO, sequer conseguiu pôr em prática o Projeto Piloto do programa. Esse fato é explicado pela dificuldade das instituições públicas brasilienses em agregarem-se a uma rede que demanda uma ação conjunta, a qual exige o compartilhamento de responsabilidades, metas, recursos e méritos (Blumenschein, 2004).

Segundo Blumenschein (2004), o fato das instituições públicas tenderem a mudar seus objetivos e contextos de acordo com as mudanças ocorridas em suas direções e gerências torna-se um agravante no desenvolvimento de qualquer projeto com o perfil de obter resultados práticos no DF.

Na Usina de Reciclagem de Entulho de Brasília (UREB), instalada no Aterro do Jóquei desde 2001, o único beneficiamento atualmente efetuado é a trituração do RCD. Durante a realização das coletas para esse estudo, verificou-se a ausência de procedimentos para o recebimento, o armazenamento, a segregação, a trituração e o peneiramento do RCD. Nesse contexto, entre outros pontos negativos, não se atenta para a presença de resíduos perigosos (telhas de amianto, tubos de chumbo, outros metais pesados, tintas, madeiras tratadas, etc.), que mesmo em quantidades pequenas podem contaminar o RCD.

Nesse cenário, o Governo do Distrito Federal (GDF) perde a oportunidade gerar renda por meio da taxa diferenciada do RCD separado na obra, como, por exemplo, as aplicadas em Massachusset (EUA), onde a disposição em aterros do resíduo não triado na fonte geradora custa 45% mais caro (Dantata et al., 2005). Vale ressaltar que essa medida, além de gerar renda para o GDF, contribuiria para melhorar a qualidade RCD encaminhado para a UREB e, conseqüentemente, facilitaria o processo de reciclagem e melhoraria a qualidade dos RCD-R.

Observa-se que, por motivo de quebra do britador e a falta de agilidade no seu reparo, a usina normalmente encontrava-se fora de operação. Tais constantes quebras podem ser justificadas pela falta de procedimentos para o beneficiamento dos RCD, uma vez que os materiais lançados no britador não sofrem qualquer tipo de triagem prévia. Enquanto isso, a falta de agilidade nos reparos pode ser explicada pelo descaso dos órgãos competentes com relação ao assunto (Santos & Palmeira, 2009).

Nunes (2004) realizou um levantamento dos dados existentes relativos à gestão dos RCD no Brasil; posteriormente, a autora realizou a análise dos dados e propôs um modelo conceitual para estudos de viabilidade financeira de centrais de reciclagem de RCD. Em tal trabalho, a UREB/Aterro do Jóquei é apontada como uma central de reciclagem detentora de um alto potencial de desempenho. A Tabela 2.2 apresenta alguns valores relativos à UREB/Aterro do Jóquei, baseados nos dados de Nunes (2004). Analisando os valores apresentados na Tabela 2.2, é possível verificar que, caso a UREB/Aterro do Joquéi operasse com 90% da sua capacidade estimada de projeto, a ICC do DF teria condições de comprar um agregado reciclado por um valor bem abaixo do valor pago atualmente pelos agregados naturais.

Tabela 2.2. Valores relativos à Usina de Reciclagem de Entulho de Brasília/Aterro do Jóquei (a partir de Nunes, 2004).

Item	Valor
Investimento na instalação da usina (valor corrigido)	US\$ 250.000,00
Custo operacional anual	R\$ 443.900,00
Custo de produção da usina (operando com 39% da CEP)	R\$ 16,80/ton
Custo de produção da usina (operando com 90% da CEP)	R\$ 7,33/ton

Onde: CEP = capacidade estimada de projeto; 39% = capacidade de escoamento apresentada pela a usina em Novembro de 2003.

2.2 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DOS RCD-R

A aplicação de RCD-R como base de pavimentação é caracterizada por ser uma alternativa tecnologicamente consolidada. Porém, dados nacionais demonstram que o setor de pavimentação sozinho seria incapaz de consumir integralmente o RCD-R produzido (Angulo et al., 2002; Pinto, 1999).

Por outro lado, a ênfase dada à reciclagem de RCD para produção de agregados para a fabricação de concreto não parece ser a mais adequada à realidade nacional, principalmente se adotados os critérios semelhantes aos propostos na normalização internacional (Angulo & John, 2002) e se considerados os processos de produção de agregados utilizados nas centrais de reciclagem brasileiras. Recentemente, tem se verificado o surgimento de propostas de uso de RCD-R em obras geotécnicas. A Tabela 2.3 apresenta alguns exemplos desses trabalhos.

2.2.1 APLICAÇÃO DOS RCD-R EM ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO

Uma primeira sugestão da aplicação de RCD-R em estruturas de contenção foi realizada por Lima (1999) baseando-se na possibilidade dos resíduos apresentarem resistência e dimensões necessárias para aplicação em rip-rap e gabião. Segundo o autor, para que o seu uso fosse efetivado, pesquisas e aplicações-piloto deveriam ser realizadas tendo em vista as sérias conseqüências que seriam geradas em eventuais falhas das construções.

Tabela 2.3. Proposta do uso de RCD-R em obras geotécnicas.

Autor	Aplicação	Origem do RCD	Local de beneficiamento
Affonso, 2005	Camada drenante de aterros	Construção, demolição e escavação	Em usina
Barros, 2005	Sistema de cobertura de aterros	Construção, demolição e escavação	Em usina
Santos, 2007	Estruturas de solo reforçado	Construção, demolição e escavação	Em usina
Araújo Jr. 2010	Estaca de compactação	Obra em fase de acabamento	Em laboratório
Macedo & Lafayette, 2010	RCD reforçado com fibras sintéticas	Obra em fase de acabamento	Em laboratório

Santos (2007) avaliou o potencial de uso de RCD-R em estruturas de solo reforçado (ESR) com geossintéticos, por meio da caracterização das propriedades geotécnicas, da realização de ensaios de pH, e da execução de ensaios de cisalhamento direto e de arrancamento de geogrelha.

Os resultados de Santos (2007) revelaram que os ensaios de caracterização do RCD-R apresentaram baixa variabilidade nas suas propriedades e que o mesmo atendia às recomendações das normas *British Standard* (BS 8006) e *Federal Highway Administration* (FHWA 2001) para a execução de estruturas de solo reforçado. Verificou-se também, pelo resultado dos ensaios de pH, que os extratos aquosos dos RCD-R ensaiados eram alcalinos, no entanto, atendiam às recomendações sugeridas por Anderson et al. (1992) para aplicações com geogrelhas de poliéster. Segundo o autor, os resultados dos ensaios de cisalhamento direto demonstraram que o RCD-R ensaiado possuía excelente comportamento mecânico, o que possibilitaria a sua utilização em estruturas de solo reforçado. A Tabela 2.4 apresenta alguns resultados obtidos por Santos (2007).

Ainda segundo o autor, observando os resultados dos ensaios de arrancamento de geogrelha, verificou-se que o RCD-R apresentou valores superiores aos de uma areia lavada de construção (utilizada como referência pelo autor), mesmo esta sendo o material recomendado pela FHWA para execução de obras públicas nos Estados Unidos da América.

Tabela 2.4. Parâmetros do RCD-R (a partir de Santos, 2007).

Parâmetros	Valor médio	Coefficiente de variação (%)
Massa específica dos sólidos (ρ_d)	2.819 kg/m ³	3,1
Massa específica seca máxima ($\rho_{d \max}$)	1.844 kg/m ³	2,1
Umidade ótima (w)	14,9%	13,3
Ângulo de atrito (ϕ)	41°	NI
Coesão (c)	13 kPa	NI
pH	9,1	4,3

Legenda: (NI) = valor não informado.

2.3 ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO

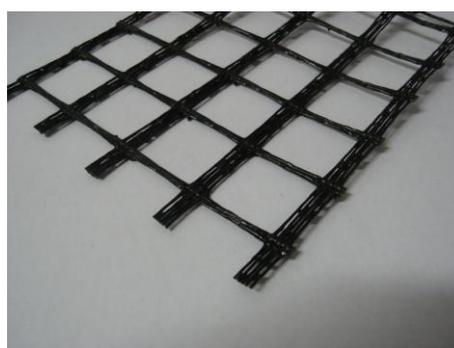
Desde os tempos mais remotos, o solo é, sem dúvida, o material mais utilizado pelo homem em suas construções. Porém, as características de resistência dos solos próximos às obras nem sempre atendiam às necessárias para o suporte das estruturas a serem construídas. Dessa forma, desde a antiguidade, o homem tem utilizado a técnica de reforço de solos, por meio da correção das suas características de resistência, com a inclusão de materiais (raízes de árvores, telas de bambu, fibras de coco, etc.) com a função de elementos de reforço (Benjamin, 2006).

Pode-se dizer que a técnica de reforço de solo só alcançou uma condição industrial no início da década de 70, com concepção da técnica ‘Terra Armada’, patenteada pelo Arquiteto francês Henry Vidal. A técnica consiste na execução de estruturas de contenção flexíveis que associam o uso de painéis de concreto e fitas de aço, as quais atuam como elementos de reforço de um aterro de material selecionado.

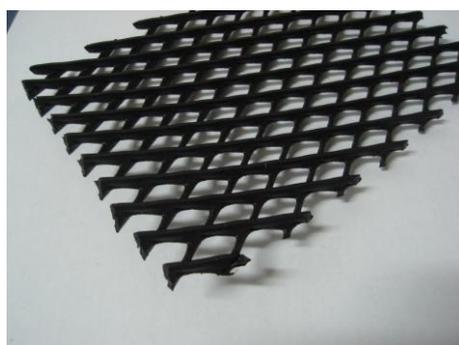
No entanto, o desenvolvimento da indústria de materiais poliméricos, verificado nas últimas décadas, veio contribuir com a utilização desses como matéria-prima na fabricação elemento de reforço, os chamados ‘geossintéticos’ (Figura 2.6). A Tabela 2.5 apresenta os principais tipos e respectivas funções dos geossintéticos.



Geotêxtil não tecido



Geogrelha



Georrede



Geocomposto

Figura 2.6. Amostras de geossintéticos.

Tabela 2.5. Principais tipos de geossintéticos e funções (a partir de Bueno & Vilar, 2004).

Geossintético	Função					Impermeabilização
	Separação	Proteção	Drenagem	Erosão	Reforço	
Geotêxtil	X	X	X	X	X	X*
Geogrelha	X	-	-	-	X	-
Geomembrana	X	-	-	-	-	X
Georrede	-	X	X	-	-	-
Geocomposto argiloso	-	-	-	-	-	X
Geocélula	-	X	-	X	X	-
Geotubo	-	-	X	-	-	-
Geofibras	-	-	-	-	X	-

Legenda: (X) aplicável; (-) não se aplica; (*) quando impregnado com material asfáltico.

Segundo Benjamim (2006), a técnica de solo reforçado com geossintéticos passou a ser mais atrativa com o desenvolvimento das geogrelhas, que ocorreu no início de 1980, e pela introdução dos sistemas de blocos modulares, no final da mesma década.

Embora haja relatos da utilização no Brasil de geotêxteis como elemento de reforço em bases de aterro sobre solos moles e ensacamento de solos ou solo cimento desde o início da década de 1970, a aplicação de geossintéticos como elemento de reforço de estruturas de contenção só teve o seu início no ano de 1984, com a recuperação de um aterro rodoviário na rodovia SP-123. O trecho de aterro reforçado, com cerca de 500m² de área de paramento, foi executado em camadas de solo areno-siltoso, com mantas de geotêxteis dispostas a cada 0,60m (Carvalho et al. 1986).

As vantagens técnicas associadas ao emprego de estruturas de solo reforçado são muitas, podendo ser citadas, entre outras:

- i) é um método de construção simples e rápido;
- ii) possibilita a construção de estruturas com inclinações acentuadas;
- iii) não exige mão-de-obra especializada e equipamentos caros;
- iv) necessita de pouco espaço em frente à estrutura para a operação de construção;
- v) permite maior tolerância com a deformação do solo de fundação; e
- vi) possui diversas possibilidades para o acabamento da face.

Essa última vantagem permite a concepção de projetos em equilíbrio com a natureza, possibilitando o plantio de vegetação na face da estrutura e, assim, promovendo um aspecto visual mais agradável.

Essas vantagens técnicas dão às ESR, em geral, uma esmagadora competitividade em relação aos custos de execução, quando comparadas com outras técnicas de estruturas de contenção. Isto pode ser visto na relação do custo por m² de face entre diferentes técnicas executadas no mercado norte-americano, mesmo considerando diferentes alturas de muros (Figura 2.7).

Entretanto, apesar das vantagens relacionadas à utilização de geossintéticos, a maioria das estruturas de contenção em nosso país ainda é executada por meio de soluções convencionais. A ausência de um conhecimento mais profundo sobre o real comportamento de estruturas em solo reforçado, principalmente em termos de deslocamentos, certamente impede uma utilização mais intensa dessas estruturas no Brasil (Benjamim, 2006).

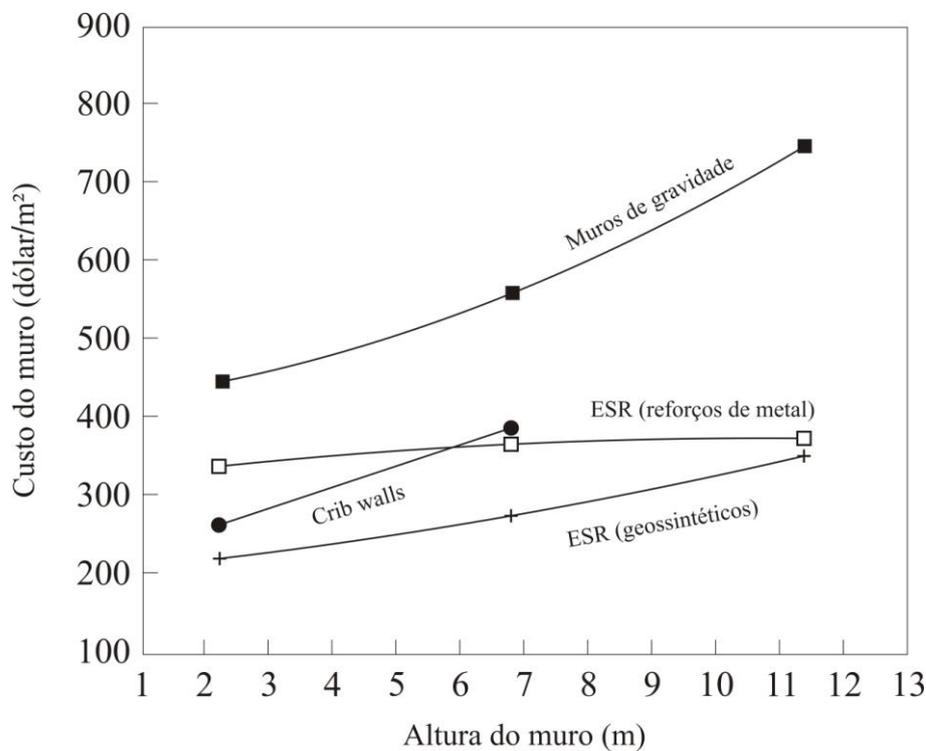


Figura 2.7 – Valores médios de custo de várias categorias de muros de contenção (Koerner, 1999).

2.3.1 ASPECTOS ECONÔMICO-AMBIENTAIS DAS ESR

Ao abordar os aspectos econômico-ambientais de uma obra, faz-se necessário considerar todos os custos que a sociedade terá na execução e no tempo de vida útil da obra em questão (Jones, 1994). Para isso, na formulação do custo, deve-se levar em conta:

- i) a extração das matérias-primas empregadas e os seus beneficiamentos;
- ii) os processos de construção, de uso e de manutenção da obra;
- iii) a geração de resíduos durante os processos constantes no item ii;
- iv) o potencial de reciclagem dos resíduos gerados.

Segundo Jones (1994), em termos práticos, os parâmetros ecológicos associados com uma estrutura de solo reforçado são:

- i) o teor de energia dos materiais que formam a estrutura;
- ii) a quantidade de água requerida no processo de fabricação dos materiais que constituem a estrutura;
- iii) descarte de terra necessário para executar a obra;
- iv) poluição gerada durante os processos de fabricação e construção;

- v) custo de mão-de-obra nos processos de fabricação dos materiais, de transporte, de construção e de manutenção;
- vi) necessidade de demolição.

A Tabela 2.6 mostra os valores dos parâmetros ecológicos para uma ESR em comparação com uma Estrutura de Concreto Armado (ECA), ambas com 6 m de altura. Esses parâmetros ecológicos constituem externalidades que corriqueiramente não são consideradas na execução deste tipo de estrutura.

Tabela 2.6. Valores dos parâmetros ecológicos para uma estrutura de 6 m de altura (a partir de Jones, 1994).

Parâmetros ecológicos	$\frac{ESR}{ECA} \times 100$
Conteúdo energético dos materiais de construção	65
Água necessária para a fabricação dos materiais	120
Descarte de terra na produção dos materiais	70
Emissão de SO ₂	60
Emissão de poeira	65
Mão-de-obra na fabricação dos materiais	75
Mão-de-obra no transporte dos materiais	60
Mão-de-obra na construção	35

Onde: ESR = Estrutura de Solo Reforçado; ECA = Estrutura de Concreto Armado.

Outro ponto importante consiste no fato de que o crescimento econômico e o consequente desenvolvimento das áreas urbanas acabam contribuindo de forma negativa na variável econômica deste tipo de obra, dado que as jazidas de material de preenchimento ficam cada vez mais distantes, gerando, assim, um custo adicional no transporte deste material até o local da construção. No Brasil, o transporte corresponde a uma expressiva parcela do

preço final dos agregados naturais; estima-se que os custos com o transporte equivalham a cerca de 1/3 do preço final da areia, e a 2/3 do preço final da brita.

Diante desse quadro, a adoção de materiais alternativos de aterro – como o RCD-R e solos provenientes da execução de escavações e cortes – apresenta-se como uma opção bastante interessante.

2.3.2 USO DE MATERIAL NÃO CONVENCIONAL DE PREENCHIMENTO DAS ESR

O manual do FHWA indica que o solo de aterro para muros de solo reforçado deve ser livre de materiais orgânicos e deletérios e deve apresentar um máximo de 15% de material fino – passante na peneira 200 (abertura de malha 0,075mm). Permite o uso de até 50% de material fino com I_p de até 20 para taludes reforçados. A Figura 2.8 apresenta as faixas granulométricas recomendadas pela FHWA e *National Concrete Masonry Association* (NCMA).

O manual do AASHTO especifica o uso de material de aterro que seja drenante e exclue o uso de qualquer tipo de solo expansivo. O manual indica que siltes e argilas não devem ser usados na construção de estruturas permanentes.

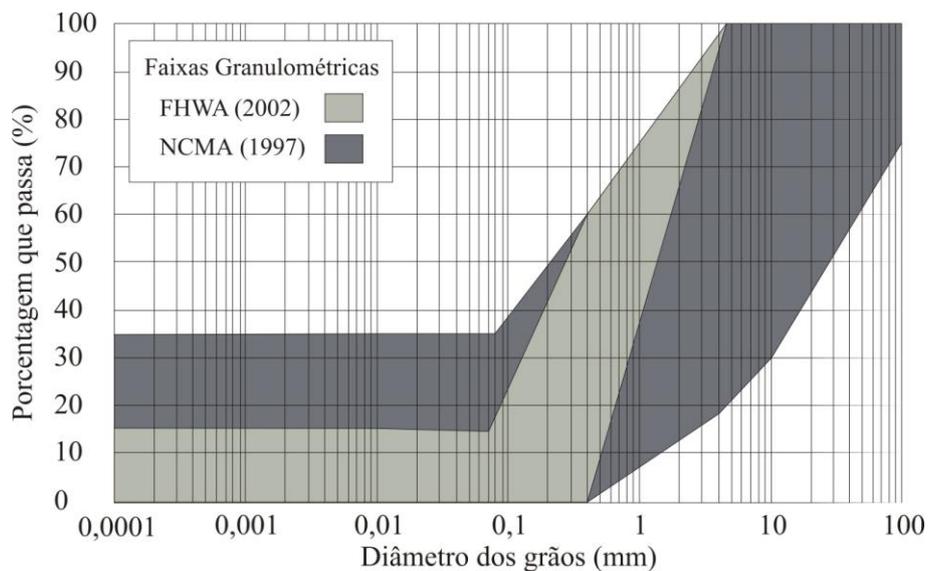


Figura 2.8. Faixas granulométricas recomendadas pela FHWA (2002) e NCMA (1997).

A *British Standards* (1995) especifica critérios de projeto para os aterros de estruturas permanentes de solo reforçado. Solos coesivos não são permitidos pela *British Standards* para estruturas de categoria 2 (muros de contenção onde a ruptura poderia resultar em danos moderados) e 3 (encontros de ponte, muros de contenção que suportam rodovias principais, estradas de ferro e barragens). Embora os principais manuais do Hemisfério Norte recomendem o uso de materiais granulares como material de preenchimento em ESR, no Brasil e em outros países de clima tropical, materiais granulares não são frequentemente encontrados próximos às obras.

Diferentemente dos solos finos nos países de clima temperado, a maioria dos depósitos de solos finos no Brasil são de origem residual, frequentemente modificado por processo de laterização. Apesar da sua baixa capacidade de drenagem em comparação aos solos granulares, eles apresentam uma alta resistência e baixa compressibilidade, o que os torna um excelente material de aterro quando comparado aos solos argilosos mais convencionais (Bueno et al. 2006).

Os procedimentos clássicos empregados para a identificação e a classificação dos solos são baseados na granulometria e características plásticas dos solos. Tratando-se de solos tipicamente tropicais, o uso dessas classificações mostra-se inadequado na prática, uma vez elas atribuem, para as amostras classificadas, qualidades e propriedades mecânicas e hidráulicas não coerentes com os valores obtidos em ensaios e com os comportamentos observados em obras. As explicações para esse problema residem nas peculiaridades mineralógicas e estruturas dos solos tropicais.

Dentre as várias tentativas de desenvolver uma classificação que considerasse as peculiaridades dos solos tropicais, destaca-se a proposta por Nogami & Villibor (1981), nomeada de classificação MCT. Essa classificação leva em consideração, além da análise granulométrica, aspectos tais como a trabalhabilidade do solo, sua mineralogia e características estruturas.

Os solos tropicais compactados usualmente são não saturados e o coeficiente de condutividade hidráulica de tais solos pode reduzir duas ou três ordens de magnitude dependendo da sucção atuante (Bueno et al. 2006).

Um grande esforço para demonstrar o potencial de solos não convencionais em ESR foi realizado por Benjamim (2006), com a construção, instrumentação, monitoramento e análise de 8 (oito) ESR construídas utilizando-se um solo com uma significativa participação de material fino. Os resultados obtidos por Benjamim (2006) demonstraram um bom desempenho das estruturas experimentais.

2.3.3 MECANISMO DE INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO

A interação solo-reforço é de extrema importância para o dimensionamento e desempenho das estruturas de solo reforçado e essa interação pode ser bastante complexa, dependendo da natureza e propriedades dos elementos de reforço e solo (Palmeira, 2009). A Figura 2.9 apresenta os alguns dos possíveis mecanismos de ruptura e deformação dos elementos de reforço em função da sua disposição e cargas aplicadas à estrutura de solo reforçado.

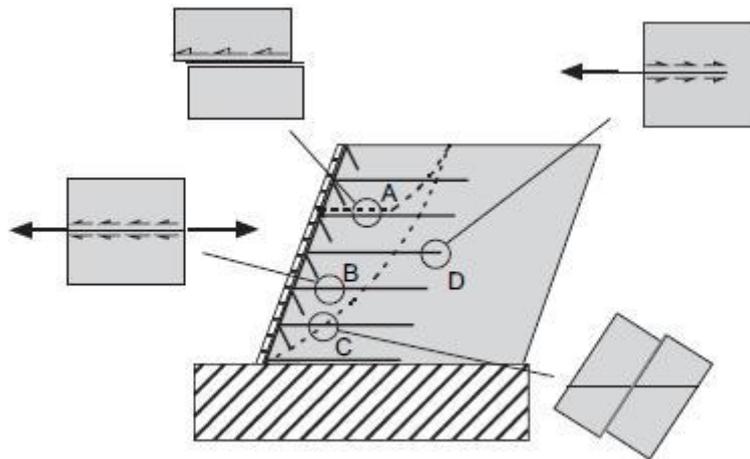


Figura 2.9. Mecanismos de interação em um muro reforçado com geossintéticos (Palmeira & Milligan, 1989 apud Palmeira, 2009).

Com o objetivo de promover o melhor entendimento dos mecanismos apresentados na Figura 2.9, diversos equipamentos vêm sendo desenvolvidos e utilizados por diversas universidades e centros de pesquisa. Na região 'A', o escorregamento da massa de solo sobre a superfície do reforço é reproduzida durante a realização do ensaio de cisalhamento direto; na região 'B', a condição do solo e do reforço, ao serem solicitados, apresentarem deformações é simulada em laboratório por meio da realização de ensaios de tração confinada; a solicitação do elemento de reforço na região 'C' é investigada, em laboratório, com a realização ensaio de cisalhamento direto com a instalação inclinada do reforço em

relação ao plano de cisalhamento do ensaio; o ensaio de arrancamento é empregado para simular o mecanismo de interação da região 'D'.

Os parâmetros que caracterizam o grau de interação entre solo e reforço são a adesão entre o solo e o geossintético (a) e o ângulo de atrito da interface solo-geossintético (δ). De posse desses parâmetros é possível determinar os coeficientes de interação por adesão (λ) e por atrito (f).

$$\lambda = \frac{a}{c} \quad (2.1)$$

$$f = \frac{\tan \delta}{\tan \phi} \quad (2.2)$$

Onde:

λ = coeficiente de interação por adesão;

a = adesão entre solo e geossintético;

c = coesão do solo;

f = coeficiente de interação por atrito;

δ = ângulo de atrito de interface solo-geossintético;

ϕ = ângulo de atrito do solo.

É de fundamental importância identificar o mecanismo de interação entre o solo envolvente e o reforço. Geotêxteis, por serem elementos de reforço planares contínuos, tipicamente interagem com os solos em contato por atrito. No caso das geogrelhas, o mecanismo de interação dá-se por atrito e, predominantemente, por ancoragem dos seus membros transversais (Figura 2.10).

Pode-se afirmar que, para os geotêxteis, a obtenção do ângulo de atrito é relativamente fácil. No entanto, vale a pena ressaltar que os ensaios de cisalhamento direto proporcionam uma relação local entre as tensões de cisalhamento e as deformações causadas pelo cisalhamento, enquanto que os ensaios de arrancamento integram a variação na tensão de cisalhamento e os deslocamentos ao longo do reforço (Bergado, 1992).



Figura 2.10 Ancoramento de membro transversal de geogrelha após o ensaio de arrancamento com RCD-R (Santos, 2007).

Para o caso das geogrelhas, a obtenção de atrito de interface é mais complexa. Isto se deve ao fato da intensidade de interação entre solo e geogrelha depender das características mecânicas da geogrelha, das características do solo, da geometria da grelha, do comprimento ensaiado e das condições de ensaio (Palmeira, 1987; Palmeira & Milligan, 1989). Jewell et al. (1984) sugerem a expressão abaixo para a estimativa do coeficiente de interação entre solo e geogrelha:

$$f_b = \frac{\tan \delta}{\tan \phi'} = \alpha_s \cdot \left(\frac{\tan \delta_p}{\tan \phi'} \right) + \left(\frac{\alpha_b b}{S_g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_V} \right) \cdot \left(\frac{1}{2 \tan \phi'} \right) \quad (2.3)$$

Onde:

f_b = coeficiente de aderência entre solo e geogrelha;

δ = ângulo de atrito de interface equivalente entre solo e geogrelha;

ϕ' = ângulo de atrito do solo;

α_s = percentagem da parcela sólida em planta de grelha disponível para atrito de pele com o solo (<1);

δ_p = ângulo de atrito de interface do solo com a superfície sólida da geogrelha;

α_b = percentagem da área total sólida disponível para ancoragem em cada membro de ancoragem da grelha ao longo da sua largura;

b = altura ou espessura dos membros de ancoragem da geogrelha;
 s_g = espaçamento entre membros de ancoragem;
 σ'_b = tensão normal desenvolvida em cada membro de ancoragem;
 σ'_v = tensão vertical atuante sobre a geogrelha.

Dado que, para geotêxteis, $\alpha_b = 0$ e $\alpha_s = 1$, tem-se:

$$f_b = \frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \quad (2.4)$$

O valor de σ'_b/σ'_v pode ser estimado por (Jewell et al. 1984):

$$\frac{\sigma'_b}{\sigma'_v} = \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\left(\frac{\pi}{2} + \phi' \right) \cdot \tan \phi'} \quad (2.5)$$

Palmeira (1987) observa que no caso de geogrelhas com aberturas pequenas e/ou comprimentos grandes a interferência entre membros de ancoragem pode alterar significativamente o valor dado pela Equação 2.3. Teixeira et al. (2007) sugerem a existência de um espaçamento ótimo, que maximiza o valor da força de arrancamento, pois um espaçamento curto permitiria uma maior interferência entre os membros de ancoragem, enquanto que um espaçamento mais longo reduziria a contribuição do ancoramento na resistência ao arrancamento. A Figura 2.11 apresenta o efeito do espaçamento dos elementos transversais na resistência ao arrancamento encontrado por Teixeira et al. 2007, para as suas condições de ensaio.

Além dos ensaios de campo e de laboratório, ferramentas numéricas vêm sendo utilizadas não só para entender a interação solo-reforço, mas também para avaliar os aspectos mais relevantes desta interação. A modelagem numérica também tem se mostrado bastante útil para a identificação das influências das condições de contorno nas investigações experimentais (Palmeira, 2009).

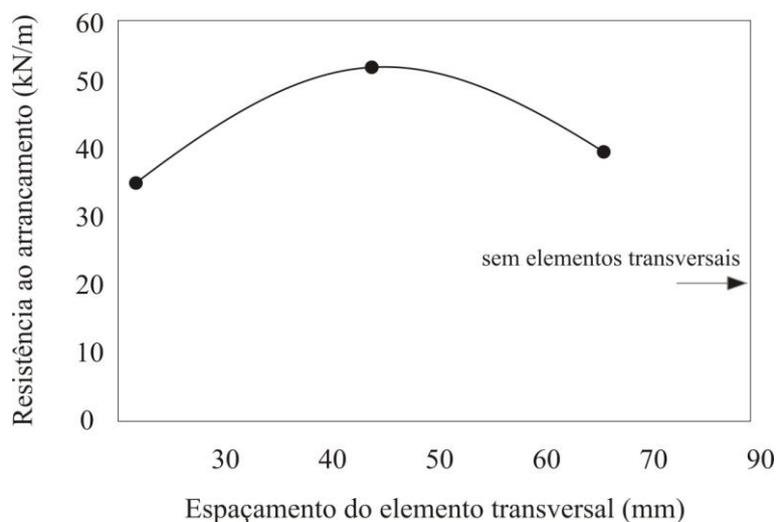


Figura 2.11. Efeito do espaçamento dos elementos transversais na resistência ao arrancamento (Teixeira et al. 2007).

2.3.4 RECOMENDAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO DE ESR

O dimensionamento de estruturas de solo reforçado na América do Norte é atualmente realizada seguindo as recomendações dos três principais manuais:

Federal Highway Administration (FHWA, 2002);

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO 2001);

National Concrete Masonry Association (NCMA, 1997).

Enquanto os manuais FHWA (2002) e AASHTO (2001) abordam o dimensionamento de muros reforçados com uma variedade de tipos de face (blocos de concreto, painéis de concreto, e solo envelopado), o manual NCMA (1997) trata exclusivamente de muros com face de blocos de concreto. Embora os três manuais adotem as mesmas abordagens básicas, há algumas diferenças com relação às recomendações de como calcular os empuxos de terra. O manual NCMA (1997) adota o método de Coulomb para o cálculo do empuxo de terra, enquanto que os manuais FHWA (2002) e AASHTO (2001) adotam a teoria de Rankine. Ambas as teorias se baseiam em equilíbrio limite.

O manual do NCMA é apontado como um abrangente guia para analisar, projetar, construir e especificar estrutura de solo reforçado com face de blocos de concreto (Bathurst &

Simac, 1994). Segundo Koerner & Soong (2001, apud Ryan 2008), o método de dimensionamento do NCMA (1997) tem se mostrado menos conservador.

Segundo Bueno et al. (2006), as recomendações dos manuais supracitados são empregados no projeto e construção de obras públicas nos Estados Unidos; os projetos privados tipicamente tem poucas restrições e frequentemente especificam solos com uma grande percentagem de finos.

Como o Brasil não possui um manual versando sobre a seleção de solo de aterro para as estruturas de solos reforçado, os engenheiros brasileiros se deparam com a situação controversa de seguir as recomendações internacionais – que apresentam requisitos exigentes quanto ao material de aterro – ou seguir a experiência local, a qual reconhece as boas propriedades mecânicas dos solos residuais.

2.3.5 MODOS DE RUPTURA

O dimensionamento de ESR prevê a verificação das condições de estabilidade do maciço reforçado diante de diferentes modos de ruptura. Para isso, faz-se necessária a determinação da força máxima no reforço, o seu comprimento e o espaçamento vertical entre eles, de forma a garantir o equilíbrio externo e interno da estrutura. Os modos de ruptura potenciais para ESR com face em blocos de concreto estão resumidos na Figura 2.12.

Para a análise da estabilidade externa, considera-se que a massa de solo reforçada atue como um bloco monolítico e, assim, são empregados os procedimentos usualmente adotados na análise da estabilidade de estruturas de arrimo convencionais. Nessa etapa, são verificadas as possibilidades de: i) deslizamento da estrutura ao longo da base, ii) tombamento da estrutura ao redor do seu pé, e iii) capacidade de carga do solo de fundação.

O estudo da estabilidade interna inclui o dimensionamento dos elementos de reforço contra: i) o arrancamento, ii) a ruptura por tração, e iii) deslizamento interno. A análise de estabilidade da face envolve o cálculo de fatores de segurança contra: i) a ruptura na conexão do elemento de reforço com os elementos da face, ii) deslizamento dos elementos da face, e iii) queda dos elementos da face.

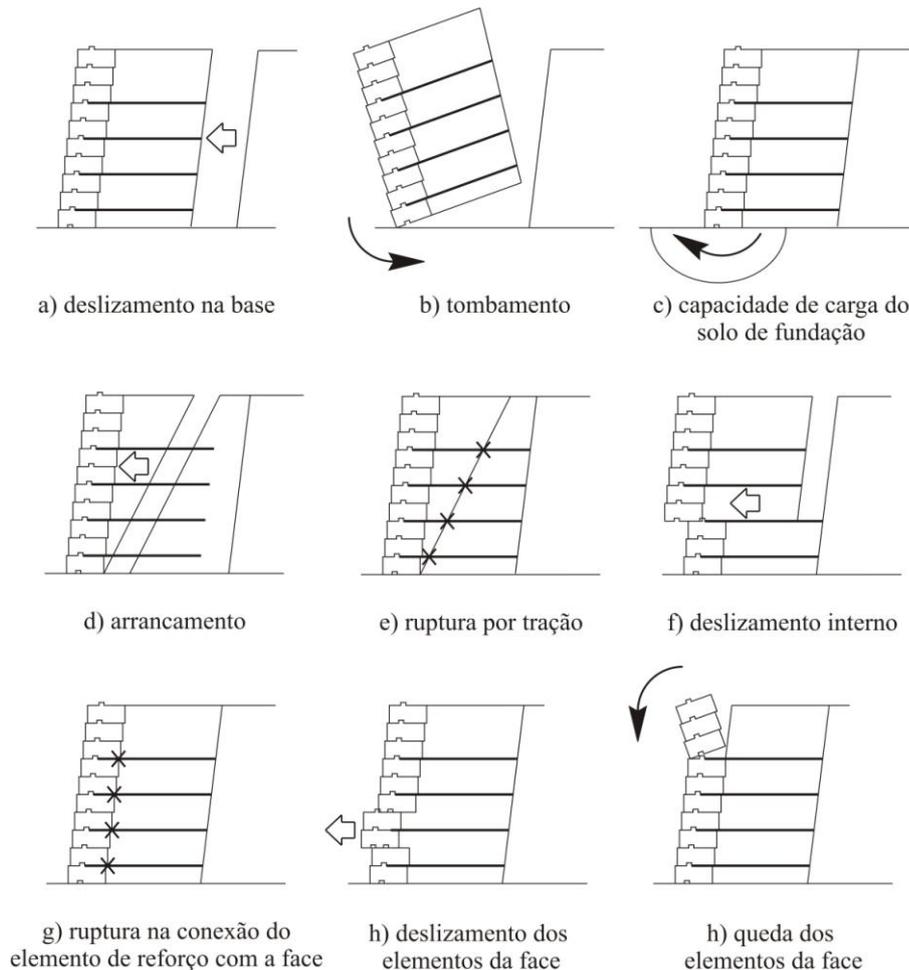


Figura 2.12. Modos de ruptura de muros de solo reforçado com face de blocos: externo (linha superior); interno (linha do meio); na face (linha inferior) (Bathurst & Simac, 1994).

Para a análise da estabilidade interna, os três manuais supracitados admitem a existência de duas zonas no maciço reforçado: uma “ativa” e uma “passiva” (Figura 2.13). Esse método de análise considera formação de uma “cunha”, a qual é definida por uma superfície preferencial de ruptura, assumida como planar e com origem no pé da face do muro, orientada segundo um ângulo de $45^\circ + \phi/2$. Com isso, admite-se que as deformações horizontais do maciço reforçado permitem que o solo atinja o estado ativo de Rankine. Segundo Benjamin (2007), a adequabilidade desse mecanismo é razoável para taludes verticais com utilização de reforços poliméricos, com baixa rigidez à tração, permitindo que o solo seja levado ao estado ativo.

O espaçamento e o tipo de reforço são definidos pela confrontação da resistência admissível e a tensão requerida pelo sistema, considerando-se um fator de segurança, diante do empuxo de terra atuante sobre o maciço reforçado. Para a determinação da resistência

admissível dos geossintéticos, é considerada a degradação à qual eles estarão sujeitos na instalação e ao longo de toda a vida útil da obra.

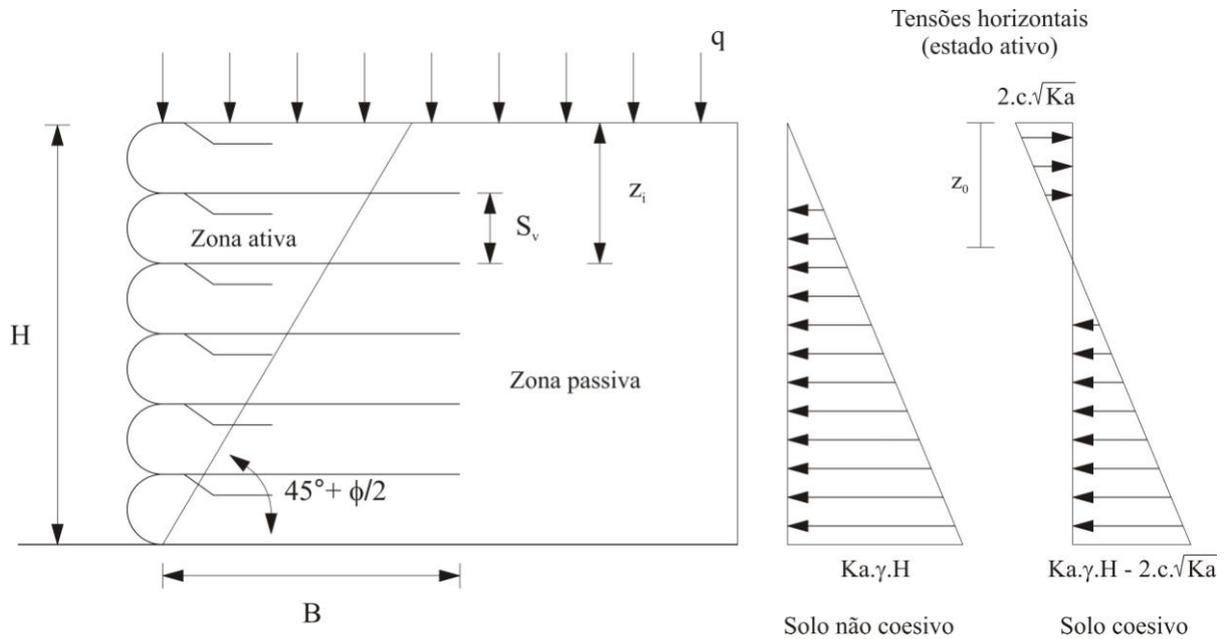


Figura 2.13. Definição das zonas ativa e passiva no maciço reforçado.

2.3.6 RESISTÊNCIA DOS GEOSSINTÉTICOS À DEGRADAÇÃO

Dentre as principais propriedades de interesse para um elemento de reforço, a resistência à tração destaca-se por ser um dos principais condicionantes para segurança da estrutura. Nesse sentido, considerando-se o período de vida útil da obra e as cargas de tração atuantes, uma primeira abordagem busca determinar a resistência à tração de referência do geossintético ao final da vida útil da obra. Para isso é adotado um fator de redução devido ao efeito da fluência (f_{fl}) para a temperatura ambiente esperada na obra. Sendo assim, a resistência à tração de referência do geossintético é dada por:

$$T_{ref} = \frac{T_{indice}}{f_{fl}} \quad (2.6)$$

Onde:

T_{ref} – resistência à tração de referência do geossintético ao final da vida útil da obra;

$T_{\text{índice}}$ – resistência à tração índice obtida em ensaio de laboratório em condições de deformação plana com duração inferior à vida útil da obra;

f_{fi} – fator de redução devido ao efeito de fluência para a temperatura ambiente esperada na obra; usualmente adota-se valores de 2,5 a 5,0, dependendo do polímero empregado na fabricação do geossintético.

Após essa abordagem, ainda durante a concepção do projeto de uma ESR, deve-se fazer uma cuidadosa avaliação dos fatores que possam ocasionar a degradação dos geossintéticos selecionados como opções de material de reforço. Diante disso, admite-se que, além das incertezas do processo de fabricação, a resistência à tração do geossintético possa ser reduzida devido aos seguintes fatores: i) danos mecânicos gerados durante o manuseio, a instalação e a compactação do material de aterro, e ii) danos provocados pelo ambiente (ataque por substância agressivas, etc.)

Com isso, a resistência à tração de projeto do geossintético é definida pela expressão:

$$T_d = \frac{T_{\text{ref}}}{f_m \cdot f_{\text{dm}} \cdot f_{\text{amb}}} \quad (2.7)$$

Onde:

T_d – resistência à tração de projeto;

f_m – fator de redução devido a incertezas do material; usualmente adota-se maior ou igual a 1,1;

f_{dm} – fator de redução devido a danos mecânicos durante a instalação/construção;

f_{amb} – fator de redução devido a danos provocados pelo ambiente – muitas vezes desmembrado em dois fatores de redução: f_q e f_b , devidos a danos químicos e danos biológicos, respectivamente.

O valor de f_{dm} depende das condições de manuseio e instalação do geossintético, da granulometria do material de aterro e dos cuidados e técnicas de construção (equipamentos e energia de compactação). Os geossintéticos de menor gramatura (M_A) são mais sensíveis aos danos mecânicos, particularmente com gramatura inferior a 300 g/m² (Palmeira, 1993). A Tabela 2.7 apresenta valores mínimos recomendados para f_{dm} para geotêxteis. Elias et al. (2001) publicaram intervalos de valores de fatores de redução para danos de instalação em função do tipo de geossintético, tipo de polímero e granulometria do material de aterro (Tabela 2.8).

Tabela 2.7. Valores mínimos de f_{dm} para geotêxteis (Palmeira, 1993).

Tipo de aterro	Tamanho			
	máximo do grão (mm)	$140 < M_A \leq 200$ (g/m ²)	$200 < M_A \leq 400$ (g/m ²)	$M_A > 400$ (g/m ²)
Pedras	< 200	1,50	1,45	1,40
Pedregulhos	< 100	1,35	1,30	1,25
Areias	< 4	1,30	1,25	1,20
Siltes e argilas	< 0,06	1,25	1,20	1,10

Tabela 2.8. Fatores de redução para danos de instalação (Elias et al., 2001).

No.	Geossintético (mm)	Tamanho máx. 102 mm D ₅₀ aprox. 30mm	Tamanho máx. 20 mm D ₅₀ aprox. 0,7mm
1	Geogrelha uniaxial (PEAD)	1,20 – 1,45	1,10 – 1,20
2	Geogrelha biaxial (PP)	1,20 – 1,45	1,10 – 1,20
3	Geogrelha (PET) coberta com (PVC)	1,30 – 1,85	1,10 – 1,30
4	Geogrelha (PET) coberta com acrílico	1,30 – 2,05	1,20 – 1,40
5	Geotêxtil tecido (PP e PET)	1,40 – 2,20	1,10 – 1,40
6	Geotêxtil não tecido (PP e PET)	1,40 – 2,50	1,10 – 1,40
7	Geotêxtil tecido de laminete (PP)	1,60 – 3,00	1,10 – 2,00

Onde: PEAD = polietileno de alta densidade; PP = polipropileno; PET = poliéster; PVC = policloreto de vinila.

Segundo Palmeira (1993), com relação aos danos ambientais, pode-se afirmar que os geossintéticos são bastante resistentes à agressividade das substâncias presentes nos solos

normais. Expectativas de vida de alguns polímeros, nestes casos, podem chegar a algumas centenas de anos. Apesar desse quadro favorável, deve-se evitar a utilização de geossintéticos em obras permanentes quando o ambiente for muito ácido ou muito básico ($\text{pH} < 4$ ou $\text{pH} > 10$). Diante disso, o valor mínimo de f_{amb} recomendado é 1,10.

2.3.7 TEORIAS DE EMPUXO DE TERRA

Para o dimensionamento e análise de ESR, os manuais supracitados (item 2.3.4) empregam a teoria de empuxo de terra de Rankine e de Coulomb. No caso da abordagem de Rankine, as tensões horizontais são obtidas a partir da tensão vertical, essa sendo calculada conforme a Equação 2.8.

$$\sigma_v = \gamma \cdot z + q \quad (2.8)$$

Onde σ'_v é a tensão vertical efetiva, γ é o peso específico do solo, z é a profundidade e q é a sobrecarga uniformemente distribuída na superfície do terreno.

As tensões horizontais efetivas ativas são determinadas pela multiplicação da tensão vertical por um coeficiente de empuxo, que neste caso é o coeficiente de empuxo ativo (K_a). A teoria de Rankine estabelece o coeficiente de empuxo ativo e tensões horizontais – essas para solos coesivos – conforme as Equações 2.9 e 2.10, respectivamente.

$$K_a = \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} \quad (2.9)$$

$$\sigma_h = \sigma'_v \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \quad (2.10)$$

Já o coeficiente de empuxo ativo usando a teoria de Coulomb é definido como sendo:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2(\omega) \cdot \cos(\omega - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta')}{\cos(\omega - \delta) \cdot \cos(\omega + \beta')}} \right]} \quad (2.11)$$

Onde:

ω = inclinação da face com a vertical;

δ = ângulo de atrito na interface solo-face;

β' = ângulo da superfície do aterro.

Ambas as teorias assumem que a tensão horizontal aumenta linearmente com a profundidade.

A teoria de empuxos de terra de Coulomb tem sido adotada pela NCMA porque ela permite considerar a existência de face inclinada, de sobrecarga inclinada e de ângulo de interface entre a face e o solo reforçado. A teoria de empuxo de terra de Rankine assume a face como sendo vertical, sem atrito com o solo e considera a sobrecarga uniformemente distribuída. Diante disso, a teoria de Rankine tipicamente superestima as forças internas atuantes em ESR (Gregg, 2008).

O manual da AASHTO (2002) adota a versão simplificada do coeficiente de empuxo ativo de Coulomb, que ignora o ângulo de atrito de interface e assume a sobrecarga como sendo uniforme. Nesse caso:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos(\omega) \cdot \left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos \omega}\right)^2} \quad (2.12)$$

A diferença na magnitude de K_a usando as equações 2.11 e 2.12 é tipicamente insignificante para casos práticos.

2.3.8 SUPERFÍCIE DE RUPTURA

Além da superfície de ruptura em cunha definida pela teoria de Rankine (já apresentada na Figura 2.13) – a qual é adotada pelos manuais da FHWA e AASHTO – há duas outras superfícies usualmente empregadas na análise de ESR: superfície bi-linear e espiral logarítmica. A Figura 2.14 apresenta as três superfícies de ruptura.

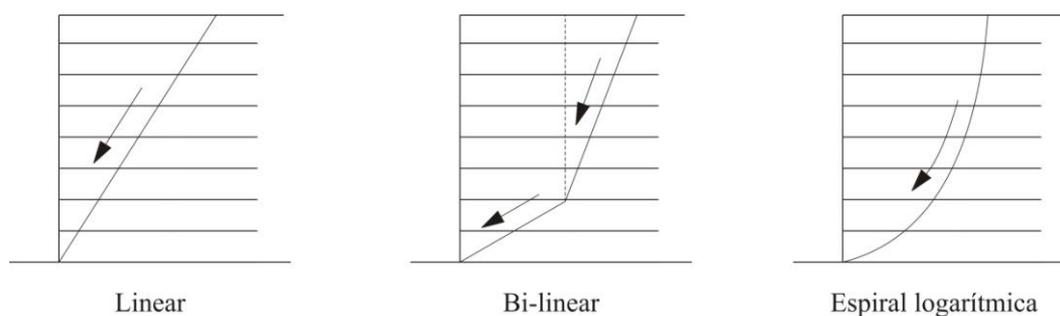


Figura 2.14. Superfícies de ruptura em ESR.

Enquanto os métodos de Rankine e de Coulomb fornecem uma boa estimativa da superfície de ruptura, resultados do programa de pesquisa do Royal Military College of Canada (RMCC) têm observado que as superfícies de ruptura podem também apresentar a forma bi-linear e de espiral logarítmica (Gregg, 2008). O método de análise usando superfície em espiral logarítmica é descrito por Leshchinsky et al. (1995).

2.3.9 PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DE ESR

Em 1987, um simpósio patrocinado pela NATO e intitulado ‘A Aplicação de Reforços Poliméricos em Estruturas de Contenção de Solos’ foi realizado no RMCC (Jarrett & McGown, 1988). Segundo Bathurst & Jarrett (1990), o propósito do simpósio foi de examinar o estado da arte na aplicação de geossintéticos em estruturas de contenção de solos e preparar uma declaração das necessidades de pesquisa.

O ponto central do NATO Simpósio foi o exercício de previsão no qual 10 participantes submeteram a previsão de aspectos de desempenho de 2 muros de solo reforçado com geogrelha antes das suas construções. Um muro foi construído com painéis de concreto, enquanto outro foi construído com um único painel de concreto que foi escorado externamente durante o lançamento de material de aterro. Os participantes foram solicitados a apresentar estimativas dos seguintes aspectos no estágio de carregamento: i) movimentos horizontais da face; ii) distribuição da pressão vertical ao longo base da massa de solo reforçada; iii) a magnitude da sobrecarga necessária para causar a ruptura do muro.

De acordo com Bathurst & Jarrett (1990), os métodos de análise adotados pelos participantes incluíram métodos das cunhas convencionais, métodos clássicos de pressão de terras com a incorporação de estratégias para estimar as deformações do solo e reforços, e uma abordagem utilizando métodos de elementos finitos. Em geral, as previsões

subestimaram a rigidez da massa de solo reforçado e superestimaram a deformação dos elementos de reforço. Já a magnitude da sobrecarga necessária para causar a ruptura dos muros variou amplamente entre os participantes. A previsão que mais se aproximou foi a feita com o uso do método dos elementos finitos. Infelizmente, nenhum dos muros apresentou ruptura devido à limitada capacidade de aplicar sobrecarga da Instalação de Ensaio de Estruturas de Solo Reforçado do RMCC naquele momento.

Outra constatação da dispersão dos resultados dos métodos de previsão do desempenho de estruturas de solo reforçado foi observada no experimento coordenado na Universidade do Colorado (EUA) por Jonathan Wu (Wu, 1992), em que nenhuma previsão conseguiu atingir um resultado satisfatório sobre os deslocamentos do protótipo construído.

Segundo Bathurst et al. (2008), uma exigência fundamental para se avaliar o conservadorismo dos métodos atuais e a validação de novas abordagens de dimensionamento consiste na capacidade de estabelecer estimativas seguras a respeito da carga nos reforços. No entanto, a medição direta das cargas dos reforços é rara na literatura de casos de obra. Dessa forma, a realização de pesquisas por meio da construção, da instrumentação, do monitoramento e da análise do comportamento de estruturas em escala real é de suma importância.

2.3.10 DESEMPENHO DAS ESR

O primeiro muro construído com geossintético no mundo foi executado próximo à Poitiers, França, em 1970, usando tiras de poliéster tecido. Leflaive (1988) e Leclercq et al. (1990) fizeram um relato sobre a durabilidade de longo prazo observada no reforço de poliéster e apresentaram alguns detalhes deste muro (Allen et al. 2002). As tiras de poliéster foram similares às utilizadas em cintos de segurança de veículos e foram ancoradas diretamente na face de concreto. A Tabela 2.9 apresenta as principais informações sobre o muro de Poitiers.

Nove anos após a construção do muro, amostras das tiras de poliéster foram exumadas e submetidas a ensaios de tração. Os resultados dos ensaios revelaram que uma significativa perda de resistência ocorreu nas tiras instaladas próximas aos conectores com a face de concreto. Diante disso, bermas foram executadas em frente ao muro, para prevenir a ocorrência de colapsos da estrutura (Allen et al. 2002). Novas amostras foram exumadas e ensaiadas após 17 anos de construção dos muros. Uma perda significativa de resistência na

ordem de 45 a 50% relativa à resistência inicial das tiras foi observada nas amostras instaladas próximas à face de concreto (Leclercq et al. 1990 apud Allen et al. 2002), devido à degradação daquele tipo de reforço devido à hidratação do concreto. Anderson et al. (1992) aconselham não utilizar reforços de poliéster em ambientes com pH superior a 10.

Tabela 2.9. Principais informações sobre o muro construído em Poitiers, França (a partir de Allen et al. 2002).

Característica	Valor/Dado
Altura (m)	4,5
Espaçamento vertical entre reforços (m)	0,6 a 1,1
Acabamento da face	Painel de concreto
Tipo de solo	Pedregulhos*
pH do solo	8,5
pH do solo próximo à face	13 a 14

Legenda: (*) dado presumido a partir de fotos publicadas por Leclercq et al. (1990).

No trabalho realizado por Allen et al. (2002), foi realizado um levantamento com 20 muros bem documentados construídos – com solo granular – representando um total de 35 análises de condições. Esse conjunto de casos históricos cobria uma larga variedade de altura de muro, sobrecargas, condições de fundação, inclinação e tipo de face, rigidez e tipo de reforço, e espaçamento entre os reforços. O estudo foi baseado na tentativa de quantificar a margem global de segurança das estruturas analisadas. Para isso, foi calculada a razão entre a soma das capacidades de carga dos reforços (R – resistência) e o valor da solicitação total assumida de ser carregada pelas camadas de reforço (D – demanda). A razão resistência-demanda (RD) pode ser expressa da seguinte forma:

$$RD = \frac{R}{D} = \frac{\sum_{i=1}^n T_i}{0.5 \cdot K_{ah} \cdot \gamma \cdot H^2 + K_{ah} \cdot q \cdot H'} \quad (2.13)$$

Onde:

$$K_{ah} = K_a(\phi_{ps}, \delta, \omega) \times \cos(\delta - \omega);$$

ϕ_{ps} = ângulo de atrito sob condições de deformação plana;

ω = inclinação do muro;

δ = ângulo de atrito entre a face e o aterro;

H = altura total do muro;

γ = peso específico do solo;

q = magnitude da sobrecarga distribuída na superfície do aterro.

Allen et al. (2002), consideraram a seguinte definição de “bom” desempenho de longo prazo de ESR (Allen & Bathurst, 2002):

1. Pequenas deformações no reforço (tipicamente menores que 3%);
2. Deformações por fluência e taxas de deformação diminuindo ao longo do tempo (observação de fluências primárias);
3. O aterro não apresenta sinais de ruptura (trincas, abatimento, etc.);
4. Deslocamentos de face após a construção, os quais são maiores no topo do muro, menores que 30 mm dentro das primeiras 10.000 horas.

A evidência de “mau” desempenho de longo prazo de ESR incluem:

1. Deformações totais relativamente grandes (tipicamente 5% ou mais);
2. Taxas de deformações por fluência constantes ou aumentando ao longo do tempo;
3. Aterro com sinais de ruptura (trincas, abatimento, etc.);
4. Ocorrência de ruptura dos reforços ou nos conectores ou no maciço (tipicamente, camadas de reforço próximas ao topo do muro rompem primeiro);
5. Deslocamentos após a construção maior que 35 mm nas primeiras 10.000 horas após a construção do muro e aumento em uma taxa constante ou crescente.

O estudo de Allen et al. (2002), concluiu que dentre os 35 casos (muros ou seções) analisados, 30 apresentaram um “bom” desempenho de longo prazo.

2.3.11 DESEMPENHO DE UM MURO DE FACE ENVELOPADA COM GRELHA METÁLICA (MURO 9 - RMCC)

Um muro experimental de face envelopada com grelha metálica foi construído – em escala real – e carregado até a ruptura no RMCC, como parte de um longo projeto de pesquisa relacionado com o dimensionamento e desempenho de muros de solo reforçados (Reeves, 2003). A sua construção foi realizada com o intuito de comparar os seus resultados com os de 2 (dois) outros muros construídos anteriormente de forma idêntica, porém um com reforço polimérico e outro com face de blocos de concreto e reforços metálicos. A configuração adotada na construção do Muro 9 – RMCC é apresentada na Figura 2.15.

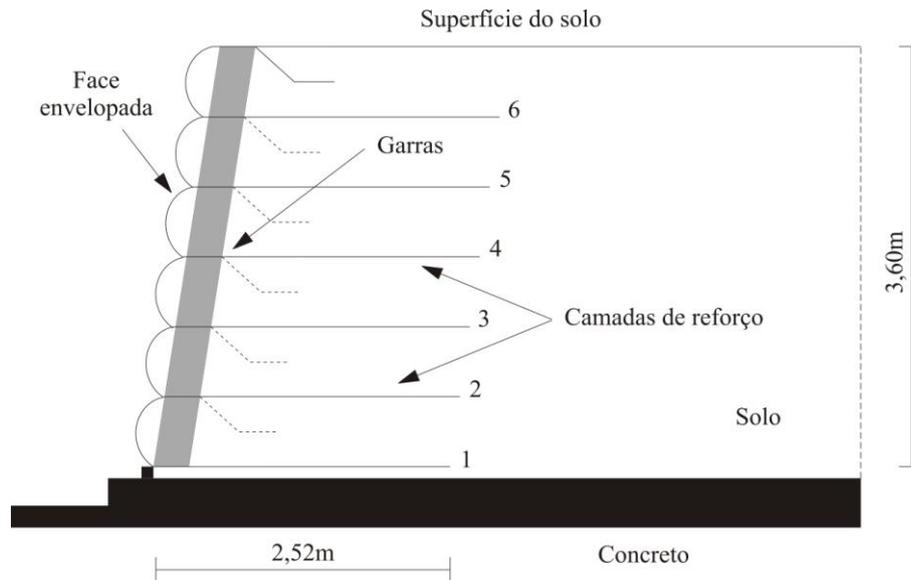


Figura 2.15. Configuração do Muro 9 – RMCC (Reeves, 2003).

O material de aterro empregado na construção do Muro 9 – RMCC foi coletado em Blue Circle Aggregates Pit, em Brighton, Ontário, Canadá. Trata-se de uma areia limpa com coeficientes de uniformidade (C_u) e curvatura (C_c) iguais a 1,83 e 1,12, respectivamente. A Figura 2.16 e a Tabela 2.10 apresentam a curva granulométrica e dos principais parâmetros geotécnicos deste material, respectivamente.

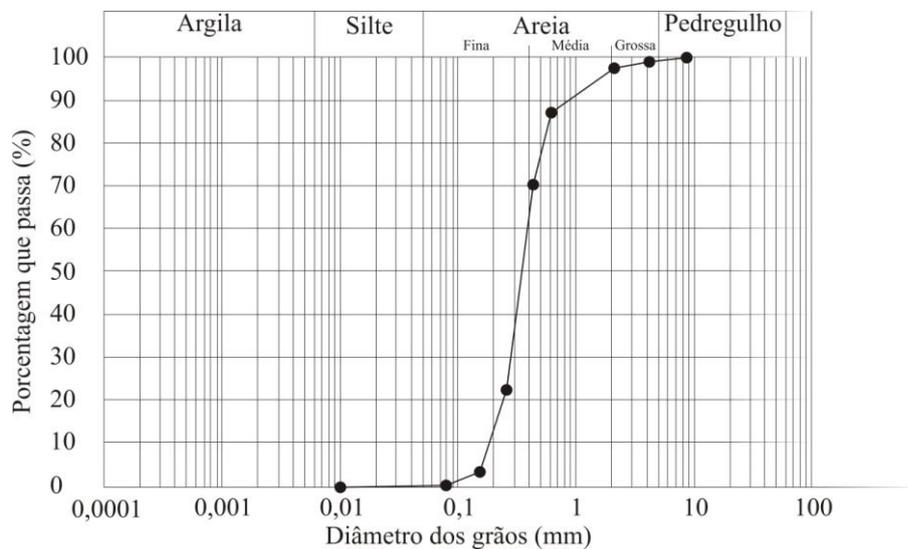


Figura 2.16. Curva granulométrica da areia empregada no Muro 9 – RMCC.

Ensaio de cisalhamento direto forneceram valores de ângulo de atrito de pico variando de 44° a 38° para um intervalo tensão normal de 6 a 170 kPa. O ângulo de atrito para a condição de deformação plana variou de 46° a 42° . Durante a construção do muro

observou-se valores de peso específico médio e umidade média iguais a $16,7 \text{ kN/m}^3$ e $3,4\%$, respectivamente.

Com relação ao deslocamento da face, logo após a retirada das formas, observou-se a ocorrência de um embarrigamento em cada uma das camadas envelopadas, registrando-se os maiores deslocamento na metade inferior de cada camada. Durante o carregamento, foram verificados maiores incrementos de deslocamento da face imediatamente após a aplicação das tensões de 70 kPa e 90 kPa . Finalizado o carregamento, com o valor máximo de carga igual a 130 kPa , registraram-se os maiores deslocamentos nas camadas superiores, sendo atingido o valor máximo de 23 mm no transdutor de deslocamento instalado na camada 6 (Figura 2.17). Vale ressaltar que esse comportamento é esperado para muros construídos sobre fundações competentes, que, nesse caso, tratou-se de uma laje robusta de concreto.

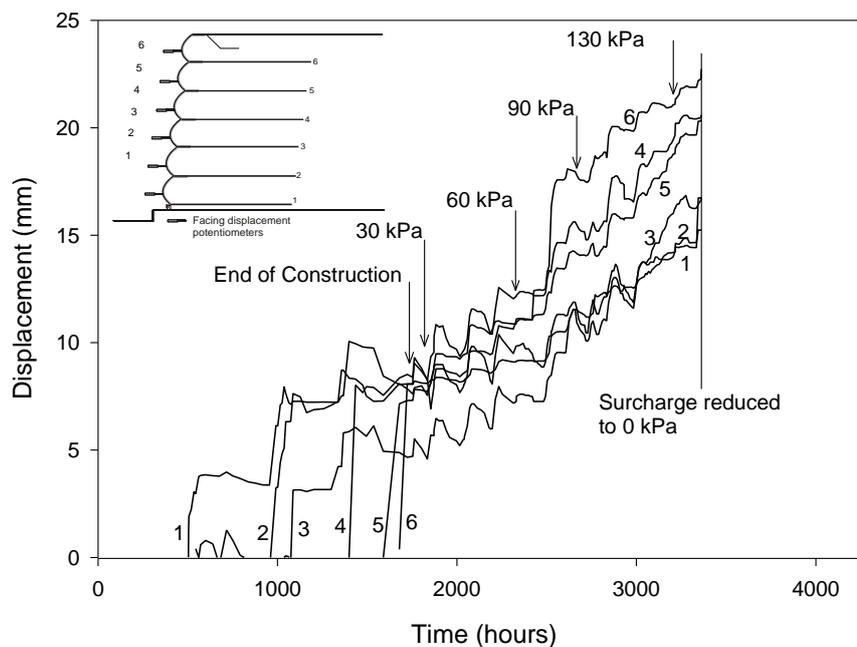


Figura 2.17. Deslocamento da face (Reeves, 2003).

Os recalques na superfície do maciço reforçado apresentaram uma tendência de redução à medida que os pontos de instalação dos transdutores de deslocamento se afastavam da face. O recalque máximo de 12 mm foi verificado num ponto localizado a 700 mm da face do muro. O acompanhamento dos recalques internos no maciço foi realizado por meio de transdutores de deslocamento fixados a hastes de metal com placas de recalque distribuídas ao

logo da altura do muro. Nesse caso, registrou-se um valor máximo de 9 mm de recalque na placa instalada na camada mais próxima do topo do muro.

Ao final do carregamento, registrou-se o valor máximo de tensão na base do muro (de aproximadamente 160 kPa) na célula instalada a 1000mm da face do muro (correspondendo a 40% do comprimento do reforço a partir da face). O valor tensão mais baixo (aproximadamente 45 kPa) foi observado na célula localizada a 500mm da face do muro (19% do comprimento do reforço a partir da face). Estes resultados são coerentes com os obtidos em muros ensaiados anteriormente. A Figura 2.18 apresenta os resultados obtidos de tensão na base do muro ao longo do carregamento.

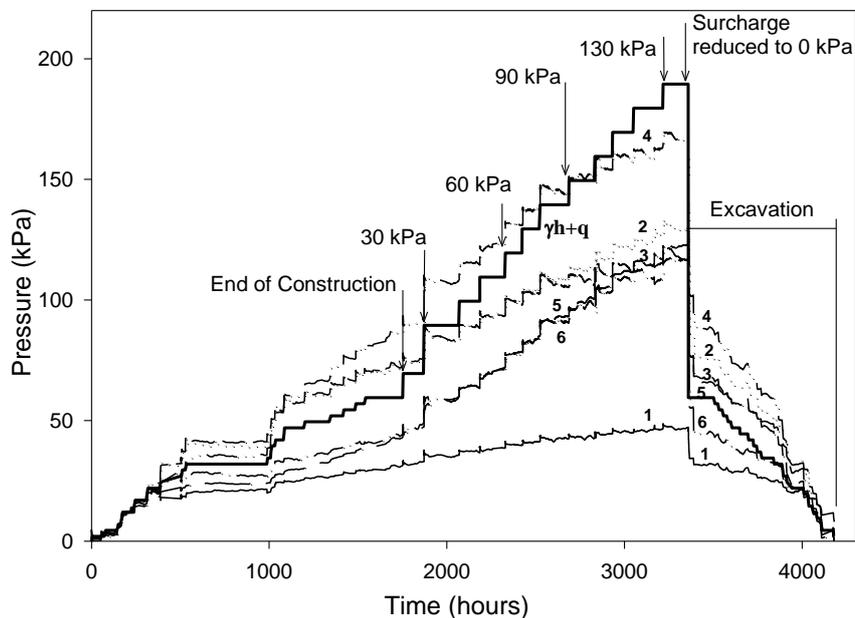


Figura 2.18. Tensão na base do muro (Reeves, 2003).

As deformações dos reforços medidas por meio dos extensômetros de cabo de aço apresentaram valores superiores se comparados com as medidas por meio de extensômetros elétricos. Uma explicação para esse fato está na possibilidade do cabo de aço ser curvado durante o processo de compactação. O valor máximo de deformação registrado pelos extensômetros de cabo de aço foi de 0,5% na camada 4. De maneira geral, as deformações registradas pelos extensômetros elétricos – colados diretamente nos elementos longitudinais da malha metálica – aumentaram com a altura de instalação das camadas. Os valores máximos observados variaram de 0,2 a 0,25%. As Figuras 2.19 e 2.20 apresentam as deformações registradas para a camada #4 por meio de extensômetros de cabo de aço e elétricos, respectivamente.

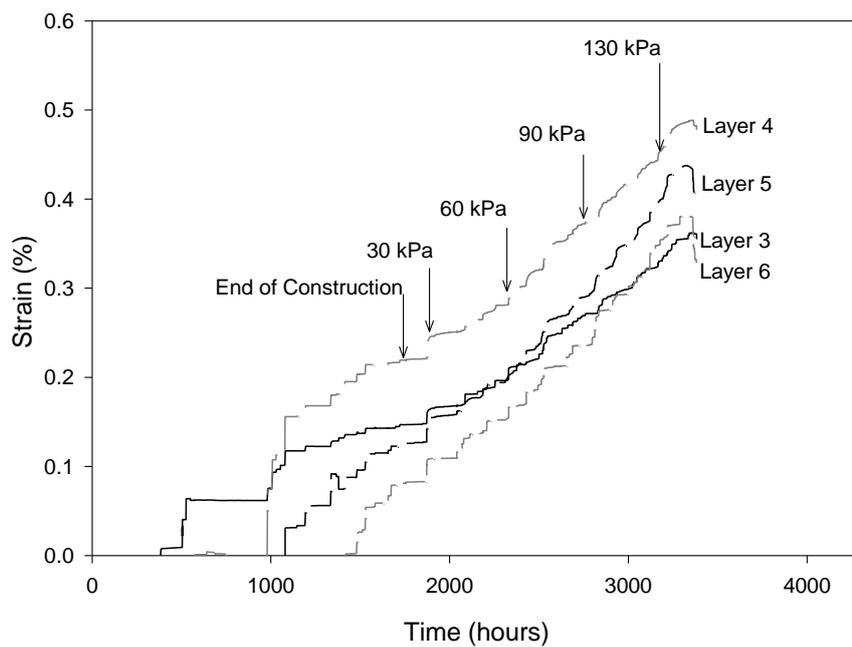


Figura 2.19. Deformações na camada #4 obtidas por meio de extensômetro de cabo de aço (Reeves, 2003).

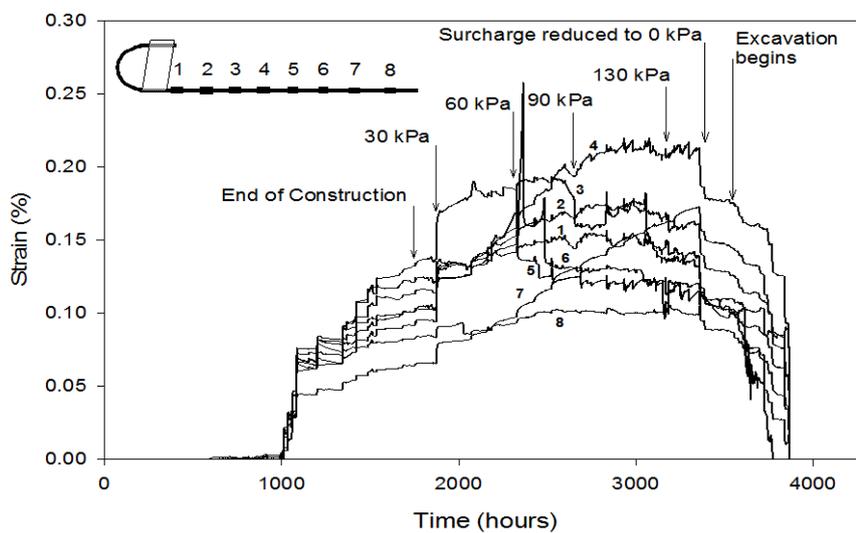


Figura 2.20. Deformações na camada #4 obtidas por meio de extensômetro elétricos (Reeves, 2003).

2.3.12 MÉTODO K-STIFFNESS

Os cálculos que se baseiam em métodos de equilíbrio limite não são confiáveis para se determinar a magnitude e distribuição das tensões do reforço sob condições de trabalho, já que, em geral, não consideram a compatibilidade de deformações entre o reforço e o solo, bem como não conseguem avaliar o efeito da dilatação (Benjamim, 2006). Para suprir a deficiências desses métodos, abordagens de dimensionamento considerando o equilíbrio da estrutura sob condições de trabalho foram desenvolvidas. Uma proposta nesse sentido foi feita por Juran et al. (1990), em que os autores propuseram uma análise de compatibilidade de deformações para estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos (Benjamim, 2006).

De acordo com Bathurst et al. (2008), na América do Norte, a atual abordagem para a calcular a estabilidade interna de estruturas de solo reforçado com geossintéticos é o Método Simplificado (ASSHTO, 2002). Essa abordagem é baseada no método de análise de equilíbrio limite de uma cunha de ruptura e a sua origem data do início da década de 1970 (Allen & Holtz, 1991; Berg et al. 1998). Segundo o manual da AASHTO (2002), o cálculo da carga máxima de tração no reforço é dado por:

$$T_{MAX} = K \cdot (\gamma \cdot z + q) \cdot S_V \quad (2.14)$$

Onde: S_V = espaçamento entre reforços na vertical; K = coeficiente de empuxo.

Segundo as recomendações da AASHTO (2002), o coeficiente de empuxo (K) varia linearmente com a profundidade abaixo do topo do muro de $K/K_a = 2,5$ (para grelhas de aço) ou $K/K_a = 1,7$ (para tiras de aço) até $K/K_a = 1,2$ na profundidade de 6 metros, e se mantém constante abaixo desta profundidade. O coeficiente de empuxo ativo é calculado empregando-se o ângulo de atrito de pico limitado a 40° (Bathurst et al. 2009).

A acurácia do Método Simplificado foi investigada por Allen et al. (2002, 2003) e Bathurst et al. (2005), por meio da interpretação de um banco de dados de monitoramentos de 11 muros construídos em escala real. Eles concluíram que o Método Simplificado é excessivamente conservativo quanto à escolha dos reforços necessários para um bom desempenho dos muros sob condições típicas de trabalho ao final da construção (Bathurst et al. 2008). Além disso, a distribuição das cargas nos reforços dos muros instrumentados demonstrou variar geralmente de forma trapezoidal ao invés de linear com a profundidade,

como assumido no Método Simplificado para muros com o espaçamento uniforme entre reforços.

Com o intuito de superar essas deficiências, Allen et al. (2003) e Bathurst et al. (2005) propuseram um novo método sob condições de trabalho para estimar as cargas nos geossintéticos em ESR – chamado Método K-Stiffness. O método é empírico por natureza, uma vez que foi concebido a partir da retroanálise de deformações convertidas em cargas empregando valores selecionados de rigidez para os elementos de reforço (Bathurst, 2008).

Durante o desenvolvimento inicial do método, um banco de dados de 11 muros – construídos com material granular – foi empregado para calibrar uma expressão para a determinação da carga máxima em um reforço – excluindo a carga próxima ou na conexão com a face. Após analisar uma série de muros instrumentados japoneses, o fator de influência da rigidez da face (Φ_{fs}) sofreu um pequeno ajuste.

Com o intuito de investigar a influência de solos coesivos nas cargas dos elementos de reforço, Miyata & Bathurst (2007) analisaram os resultados de muros norte americanos e japoneses. As retroanálises de muros construídos com material coesivos e não-coesivos permitiram aos pesquisadores propor o Método K-stiffness Modificado, o qual inclui o fator de influência da coesão do solo (Φ_c). A equação do Método K-Stiffness Modificado, para a determinação da carga no elemento de reforço é definida como:

$$T_{MAX} = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot (H + S) \cdot S_v \cdot D_{tmax} \cdot z \cdot \Phi_g \cdot \Phi_{local} \cdot \Phi_{fs} \cdot \Phi_{fb} \cdot \Phi_c \quad (2.15)$$

Onde: H = altura do muro; S = altura equivalente [de solo] da sobrecarga; D_{tmax} = fator de distribuição de carga, que modifica a carga no reforço em função da sua localização e S_v = distância vertical entre as camadas de reforço. Os termos restantes, Φ_g , Φ_{local} , Φ_{fs} , Φ_{fb} e Φ_c são os fatores que consideram a influência da rigidez global e local do reforço, rigidez da face, inclinação da face e coesão, respectivamente. O coeficiente de empuxo horizontal é calculado por:

$$K = 1 - \sin \phi \quad (2.16)$$

Com $\phi = \phi_{ps}$ (ângulo de atrito de pico sob condições de deformação plana).

Segundo Bathurst et al. (2008), o fator de influência da coesão é calculado por:

$$\Phi_c = 1 - \lambda \frac{c}{\gamma \cdot H} \quad (2.17)$$

Onde: λ é um coeficiente de ajuste a partir de dados retroanalizados. A determinação dos valores de c e ϕ empregados nos métodos AASHTO (2002) e K-Stiffness Modificado (Miyata & Bathurst, 2007) são descritos no Apêndice A de Bathurst et al. (2008).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Como o presente trabalho aborda uma proposta de aplicação de RCD-R em uma obra geotécnica, as amostras desses resíduos foram submetidas aos ensaios de caracterização de solos. Para isso, foram consultados os procedimentos prescritos nas seguintes normas:

NBR 6457 (1986). Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização;

NBR 7181/84 – Solo – Análise granulométrica;

NBR 6508/84 – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica;

NBR 7182/86 – Solo – Ensaio de compactação.

Tendo em vista que o solo típico de Brasília-DF apresenta um comportamento laterítico, amostras do RCD-R passante na peneira de 0,42mm foram submetidas à identificação expedita dos grupos da classificação MCT para solos tropicais para identificação do grupo MCT (Nogami & Vilibor, 1994).

Para a realização do ensaio de pH do RCD-R, foram empregados os procedimentos prescritos pelo Instituto Agrônomo de Campinas (IAC, 1986), para determinação de pH em água destilada.

Os métodos de instrumentação variaram em função das suas disponibilidades e/ou adequabilidades para cada um dos muros construídos para a pesquisa. A Tabela 3.1 apresenta as principais características de cada muro – maiores detalhes são apresentados ao longo do capítulo.

3.1 MATERIAIS

3.1.1 RCD-R

Os RCD-R empregados nesta pesquisa foram coletados em dois locais: i) na Usina de Reciclagem e Entulho de Brasília (UREB); e ii) em canteiro de obra da Construtora Porto

Belo (localizado na Esplanada dos Ministérios), em quantidades correspondentes a 90% e 10% do volume total empregado na pesquisa, respectivamente.

Tabela 3.1. Principais características dos muros da pesquisa.

Característica/Informação	Muro 1	Muro 2	Muro 3
Material de aterro	RCD-R	RCD-R	Silte arenoso
Elemento de reforço	Geogrelha	Geotêxtil não tecido	Grelha metálica
Material de fabricação do elemento de reforço	Poliéster	Polipropileno	Aço
Local de construção	Campo Experimental (PPG-UnB)	Campo Experimental (PPG-UnB)	Lab. de Estruturas de Engenharia Civil (RMCC)
Altura (m)	3,60	3,60	3,60
Inclinação da face com a vertical (°)	13	13	8

Legenda: PPG-UnB = Programa de Pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília; RMCC = Royal Military College of Canada.

As coletas foram realizadas em duas fases distintas da pesquisa, sendo uma com o objetivo de efetuar a caracterização geotécnica do RCD-R, e outra para a construção das estruturas experimentais propriamente dita. A Tabela 3.2 apresenta as principais informações das coletas realizadas para a caracterização do RCD-R.

Tabela 3.2. Plano de coleta realizado para a caracterização do RCD-R.

Amostra	Data	Procedência	Quantidade (kg)
RCD-R 01	Outubro/2007	UREB	736
RCD-R 02	Novembro/2007	UREB	821
RCD-R 03	Dezembro/2007	UREB	454
RCD-R 04	Julho/2009	Construtora Porto Belo	200*

Legenda: (*) RCD-R composto predominantemente por resíduo de demolição.

Durante o período de coleta para a caracterização, realizada na UREB, verificou-se a absoluta falta de quaisquer procedimentos para o recebimento, a estocagem e a triagem do RCD que chegava à usina. O processo de beneficiamento consistiu simplesmente na britagem do RCD, tomando como “controle” da granulometria do RCD-R apenas o ajuste da abertura

do britador. A Figura 3.1 dá uma idéia do alto grau de contaminação dos RCD estocados na UREB.



Figura 3.1. Pátio de estocagem de RCD, na UREB.

Diante das evidentes deficiências de gerenciamento demonstradas em relação ao beneficiamento do RCD, marcadas pela falta de planejamento tanto na produção quanto na destinação do RCD-R, decidiu-se pela prévia estocagem – no Campo Experimental de Fundação, Ensaio de Campo e Geossintéticos do Programa de Pós-graduação da UnB (CEFECG) – da maior quantidade disponível de RCD-R para a construção dos experimentos. Todo o transporte do RCD-R proveniente da UREB (aproximadamente 195m^3) foi realizado por duas das empresas parceiras do projeto – a ASCOLES e a Coopercoleta Ambiental. A Figura 3.2 mostra o recebimento do RCD-R na UnB.

Diante da falta de RCD-R para a conclusão da construção das estruturas experimentais, 20m^3 foram coletados no canteiro de obra da Construtora Porto Belo, transportados para o CEFECG e imediatamente utilizados na construção dos experimentos.

A caracterização geotécnica do RCD-R foi realizada no Laboratório de Solos do Programa de Pós-graduação em Geotecnia da UnB (PPG-UnB). Devido à presença marcante de material pedregulhoso, os ensaios de cisalhamento direto foram realizados no Laboratório de Mecânica das Rocha de Furnas, em Aparecida de Goiânia-GO, em um equipamento de grandes dimensões, que permite a realização do ensaio com amostras de $800 \times 800 \times 450 \text{ mm}$.



Figura 3.2. Armazenamento do RCD-R na UnB.

Os ensaios foram realizados com múltiplos estágios, com a aplicação da menor tensão normal adotada para o ensaio, o deslocamento horizontal da caixa de cisalhamento até o limite do equipamento, o retorno da caixa de cisalhamento à posição inicial, e o reinício do ensaio para a próxima tensão normal adotada. O grande volume de material necessário para cada ensaio e o seu elevado grau de densidade no término do teste não possibilitaram a desmontagem do equipamento de modo a investigar eventuais quebras de partículas durante o cisalhamento da amostra.

Os ensaios foram executados com o grau de compactação de 95% e umidades iguais a $w_{ot} - 1,5\%$, considerando os parâmetros na energia Proctor Normal de cada amostra como referência. Foram adotadas as tensões constantes normais de 67 ± 1 kPa, 158 ± 2 kPa e 308 ± 2 kPa, seguindo esta ordem de aplicação durante o ensaio. As Figuras 3.3 e 3.4 mostram o procedimento de umedecimento do RCD-R e a visão geral do equipamento de cisalhamento direto, respectivamente.



Figura 3.3. Umedecimento do RCD-R para o ensaio de cisalhamento direto.



Figura 3.4. Ensaio de cisalhamento direto de grandes dimensões com RCD-R.

3.1.2 SILTE ARENOSO

O solo utilizado na construção do Muro 3 consiste em um silte arenoso e foi coletado em Godfrey, Ontario, Canadá, onde pesquisadores da Queen's University construíram um aterro experimental em grande escala. Este solo foi utilizado pela primeira vez no RMCC por Gregg (2008) na construção de dois muros nomeados 'Muro 12' e 'Muro 13', com o intuito de investigar a influência do tipo e propriedades do material de aterro em estruturas de solo reforçado. A Figura 3.5 e a Tabela 3.3 apresentam a curva granulométrica e as propriedades do silte arenoso, respectivamente.

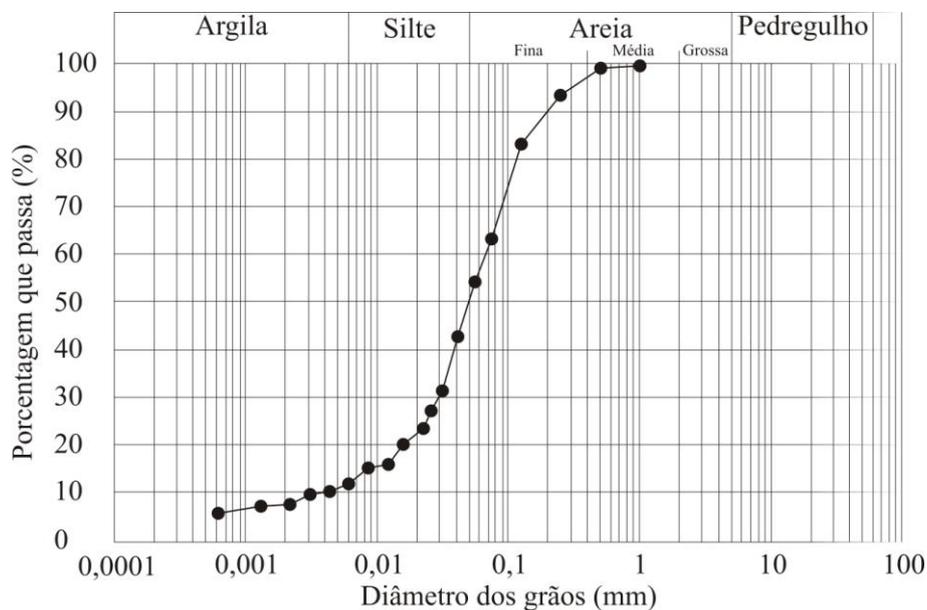


Figura 3.5. Curva granulométrica do silte arenoso.

Tabela 3.3. Principais parâmetros geotécnicos do silte arenoso (a partir de Gregg, 2008).

Parâmetro	Valor
Peso específico (kN/m^3)	27,3
Limite de liquidez (%)	25
Limite de plasticidade (%)	0
Peso específico seco máximo (kN/m^3)	18,4
Umidade ótima (%)	13,4
Ângulo de atrito ($^\circ$)	40
Coesão drenada (kPa)	18

3.1.3 ELEMENTOS DE REFORÇO

A fim de realizar uma comparação dos fatores que influenciam no comportamento dos muros envelopados, os muros experimentais foram construídos com três tipos de elementos de reforço, variando-se ainda as características destes quanto ao: (i) tipo de material de fabricação; e (ii) rigidez. A Tabela 3.4 apresenta as principais características dos elementos de reforço empregados neste estudo.

Tabela 3.4. Elementos de reforço utilizados na pesquisa.

Características	Muro 1	Muro 2	Muro 3
Reforço	Geogrelha	Geotextil não tecido	Grelha metálica
Material de fabricação	Poliéster	Polipropileno	Aço
Abertura da malha (mm x mm)	20 x 20	NA	200 x 100 *
Resistência a tração (kN/m)			
Direção longitudinal	20	19	6,8
Direção transversal	13	21	13,9
Rigidez à tração (kN/m)	> 150	NI	3000**
Deformação máxima na resistência nominal (%)***	12	70	0,8
Transmissibilidade (m ² /s)	NA	1,5 E-5	NA

Onde: NA = não se aplica; NI = não informado pelo fabricante; * = a malha original de 100 x 100 mm foi alterada a fim de obter a resistência desejada para o experimento; ** = valor obtido a partir de Reeves (2003); *** = na direção longitudinal.

3.2 DEGRADAÇÃO DOS ELEMENTOS DE REFORÇO

Com a intenção de investigar os danos mecânicos gerados durante o processo de construção das estruturas experimentais, devido ao processo de lançamento e compactação do RCD-R, amostras dos geossintéticos utilizados nos Muros 1 e 2 foram submetidas à reprodução desses processos em uma caixa de madeira (Figura 3.6). Além de submetê-las à reprodução do processo de compactação adotado na construção desses muros (compactação

com rolo leve de 1,45kN), amostras dos geossintéticos foram submetidas à compactação com compactador à percussão tipo ‘sapo’.



Figura 3.6. Caixa utilizada na reprodução do dano mecânico.

O dano químico causado pelo RCD-R nos elementos de reforço foi investigado por meio dos ensaios executados com amostras exumadas que, após terem sido submetidas à compactação com rolo, ficaram enterradas por um período de 15 meses enterradas no RCD-R. A Figura 3.7 apresenta uma imagem do processo de exumação das amostras.

Para cada um dos quatro cenários investigados (virgem; rolo; ‘sapo’; e exumada), foram ensaiadas 5 (cinco) amostras, totalizando 20 (vinte) amostras para cada tipo de geossintético. As amostras foram ensaiadas no Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (Figura 3.8).

Os cálculos dos fatores de redução foram realizados tomando os valores médios de resistência à tração das amostras virgens (F_0) – de cada tipo de geossintético – como referência. Para a definição dos intervalos de confiança de F_0 , adotou-se a Distribuição de Student, uma vez que essa é utilizada para inferências estatísticas, particularmente, quando o desvio padrão da população não é conhecido, e o tamanho da amostra é inferior a 30 ($n < 30$).



Figura 3.7. Exumação das amostras enterradas por um período de 15 meses.

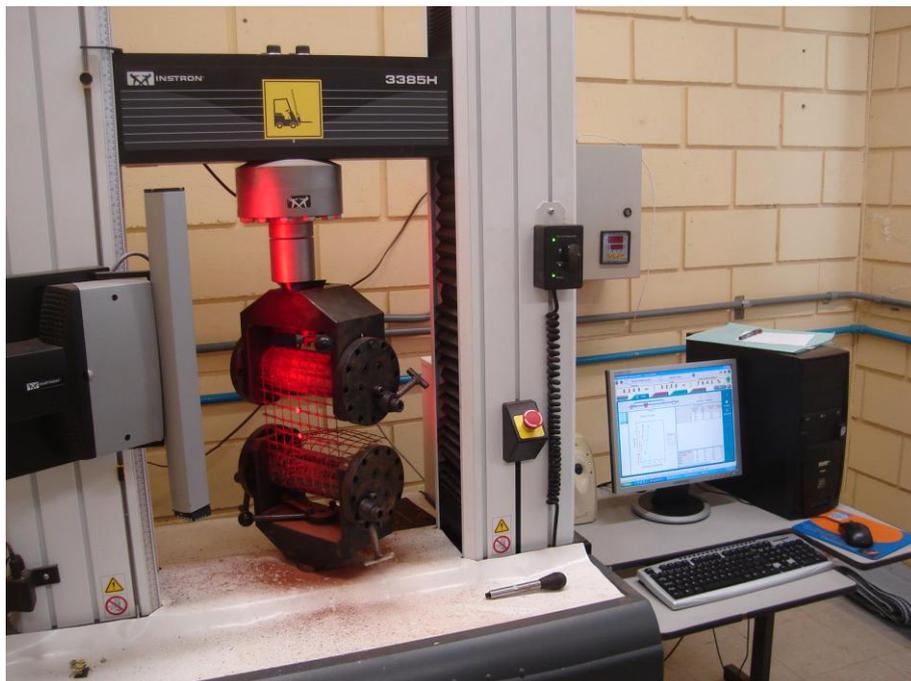


Figura 3.8. Ensaio de resistência à tração de geogrelha – Lab. de Geossintéticos (EESC-USP).

O procedimento adotado para a validação da ocorrência de dano nos demais cenários seguiu as seguintes etapas:

- determinação da média (F_0) dos valores de resistência das amostras virgens;

- definição do intervalo de confiança, para F_0 , que abrange os valores de resistência obtidos com as amostras virgens;
- determinação das médias dos valores de resistência para cada um dos demais cenários de dano (F_i);
- verificação se F_i encontra-se contido no intervalo de confiança de F_0 – valores F_i dentro do intervalo de confiança de F_0 representariam incertezas sobre a repercussão dos danos dentro da margem de confiabilidade adotada e, nesses casos, assumiu-se um valor de fator de redução igual a 1,0;
- havendo dano, efetuou-se o cálculo do fator de redução a partir dos valores de F_0 e F_i .

Os intervalos de confiança foram calculados pela Equação 3.1:

$$t = \frac{\bar{X} - \mu}{s / \sqrt{n}} \quad (3.1)$$

Onde: t = variável aleatória da Distribuição de Student; \bar{X} = média amostral; μ = média populacional; s = desvio padrão amostral; e n = número de amostras.

3.3 INSTALAÇÕES PARA ENSAIOS DE ESTRUTURAS EXPERIMENTAIS DE SOLO REFORÇADO

3.3.1 INSTALAÇÃO DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

A Instalação para Ensaio de Estruturas Experimentais de Solo Reforçado (IESR) do PPG-UnB está localizada no Campo Experimental de Fundações, Ensaio de Campo e Geossintéticos (CEFECG) do PPG-UnB, Brasília-DF. Essa localização apresenta como um dos pontos positivos o fato de ser uma área cujo subsolo foi vastamente investigado por estudos (mestrado e doutorado) desenvolvidos no PPG-UnB ao longo dos últimos 20 anos. A Figura 3.9 apresenta uma imagem aérea das imediações do CEFECG.

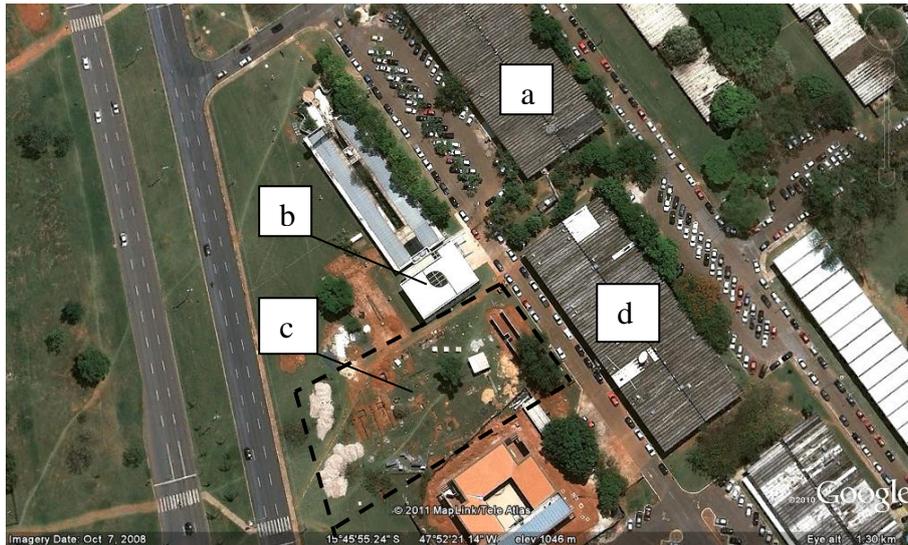


Figura 3.9. Imagem aérea das imediações do CEFECG. Legenda: (a) Prédio do PPG-UnB; (b) Instituto de Sismologia; (c) CEFECG; (d) prédio SG-11.

O clima do Distrito Federal enquadra-se na classificação de Köppen (CODEPLAN, 1984, apud Mota, 2003), entre os tipos: tropical de savana e temperado chuvoso de inverno seco, e está caracterizado pela existência de duas estações bem definidas:

- estação fria e seca: entre os meses de maio e setembro, caracterizada pela baixa nebulosidade, alta taxa de evaporação e pela baixa taxa de precipitação;
- estação quente e chuvosa: entre os meses de outubro e abril.

De acordo com o INMET (2011), a partir dos dados a estação pluviométrica mais próxima ao CEFECG, localizada na sede da Agência Nacional de Águas, entre agosto de 2009 e março de 2011 (período de realização de leituras nas estruturas experimentais), a média total mensal de precipitação na estação de seca foi de 19 mm, enquanto que na estação chuvosa foi de 190 mm, com uma concentração de 94% da precipitação do período na estação chuvosa. A precipitação total do período leituras foi de 2420 mm. A Figura 3.10 apresenta a distribuição da precipitação mensal observada no período e, entre parênteses, o número de dias acumulados no final de cada mês, tomando como data de partida o término de construção das estruturas experimentais.

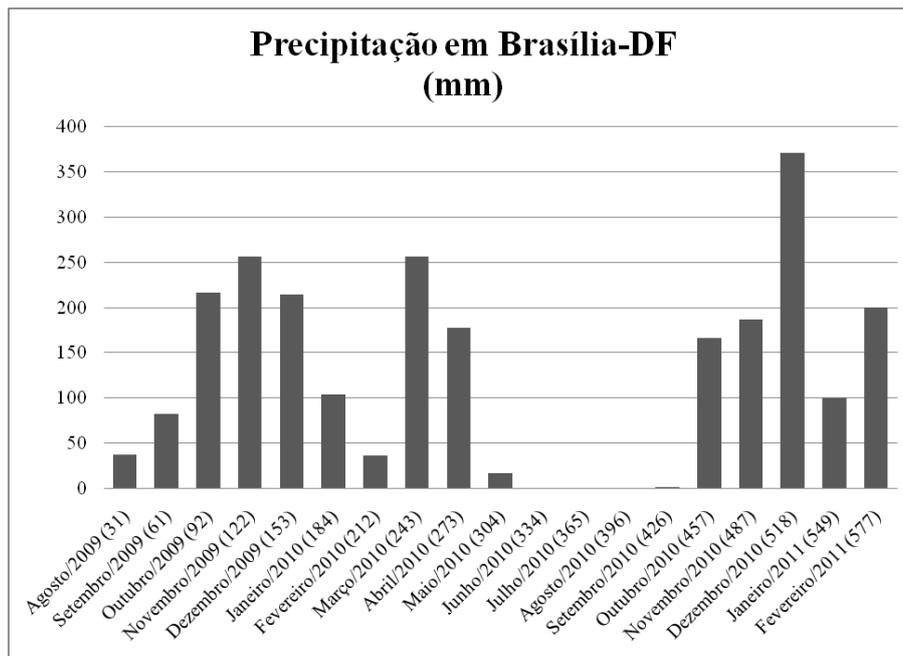


Figura 3.10. Precipitação em Brasília-DF durante o período de monitoramento dos muros experimentais.

O solo do CEFECG apresenta uma camada de solo laterítico vermelho argiloso, denominada de “argila porosa”, com baixa resistência à penetração (N_{SPT} variando de 1 a 6), baixa resistência de ponta em ensaios de cone ($q_c = 0,6$ a $2,3$ MPa), baixa capacidade de suporte, baixo grau de saturação e alta permeabilidade. Devido à sua alta porosidade e tipos de ligações cimentíceas, apresenta uma estrutura altamente instável quando submetida a aumento de umidade e/ou a alteração do estado de tensões, apresentando quase sempre uma brusca variação de volume, decorrente de colapso (Mota, 2003).

Segundo Guimarães (2002 apud Mota, 2003), há uma boa relação entre as propriedades físicas e as características mineralógicas e microestruturais, sendo que o conjunto de resultados permite dividir o subsolo do CEFECG nas seguintes subcamadas:

- 0 a 3,5m – camada de areia argilo-siltosa porosa, com predominância de gibbsita, macroporos e muitos agregados, com alto índice de vazios entre 1,27 e 1,60, peso específico dos sólidos em torno de $26,5 \text{ kN/m}^3$ e IP médio de 10. Destaca-se que as propriedades de 3 a 4 m correspondem à zona de transição. Esta zona corresponde ao trecho no qual ocorrem as maiores variações de umidade ao longo do ano;
- 3,5 a 8,5 m – camada de argila areno-siltosa, zona na qual as propriedades físicas, mineralógicas e microestruturas vão gradualmente se alterando até o solo

residual mais jovem a 8,5 m. Neste trecho, o teor de gibbsita, a porosidade e a macroporosidade vão paulatinamente diminuindo, com índices de vazios decrescentes (1,27 para 0,89), pesos específicos dos sólidos e índices de plasticidade semelhante à da camada anterior. A profundidade de 8 m corresponde à zona de transição;

- 8,5 m – profundidade a partir da qual o solo assume uma textura mais siltosa, caracterizada pelo aumento do índice de vazios (0,96 a 1,08), do peso específico dos sólidos (em torno de 27,4 kN/m³) e do I_p (valor médio igual a 17), com distribuição de poros mais homogênea. Nesta profundidade já não se observa a presença de gibbsita.

A Tabela 3.5 e a Figura 3.11 resumiam os parâmetros geotécnicos do solo e o perfil geotécnico do CEFECG, respectivamente.

Tabela 3.5. Caracterização geotécnica do solo do CEFECG (modificado de Guimarães, 2002)

Parâmetro	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
γ_s (kN/m ³)	26,86	26,78	26,11	25,97	26,94	25,75	26,52	26,25	27,15	27,62
γ_d (kN/m ³)	10,20	10,41	11,49	11,46	11,96	11,98	12,82	13,86	13,84	13,29
γ (kN/m ³)	13,33	13,67	14,65	14,45	14,95	14,39	15,44	18,00	17,78	17,53
γ_{sat} (kN/m ³)	16,48	16,53	17,09	17,03	17,53	17,33	17,98	18,60	18,75	18,47
G _s	2,739	2,731	2,662	2,648	2,747	2,626	2,704	2,677	2,769	2,816
e	1,60	1,57	1,27	1,27	1,25	1,15	1,07	0,89	0,96	1,08
n (%)	61,6	61,1	56,0	55,9	55,6	53,5	51,7	47,2	49,0	51,9
Pedregulho CD	0,2	0,2	0,7	0,8	1,4	2,1	4,3	3,6	0,6	0,0
Areia CD	41,5	41,5	41,6	33,7	31,6	25,7	22,7	33,8	10,2	3,4
Silte CD	24,9	29,2	25,7	26,3	26,5	22,9	24,6	27,4	80,4	93,2
Argila CD	33,4	29,1	32,0	39,2	40,5	49,3	48,4	35,2	8,8	3,4
Pedregulho SD	0,2	0,2	0,7	0,8	1,4	2,1	4,3	3,6	0,6	0,0
Areia SD	56,2	56,2	53,2	53,0	49,2	34,9	30,1	42,0	10,2	1,4
Silte SD	51,4	35,9	34,2	43,1	48,6	61,4	61,9	51,9	86,8	79,5
Argila SD	2,2	7,7	11,9	3,1	0,8	1,6	3,7	2,5	2,4	19,1
w _L (%)	38	36	39	41	45	44	46	43	44	46
w _p (%)	28	26	29	29	34	33	35	34	26	30
I _p (%)	10	10	10	12	11	11	11	9	18	16
I _a	0,29	0,33	0,30	0,29	0,26	0,21	0,21	0,21	2,00	4,71

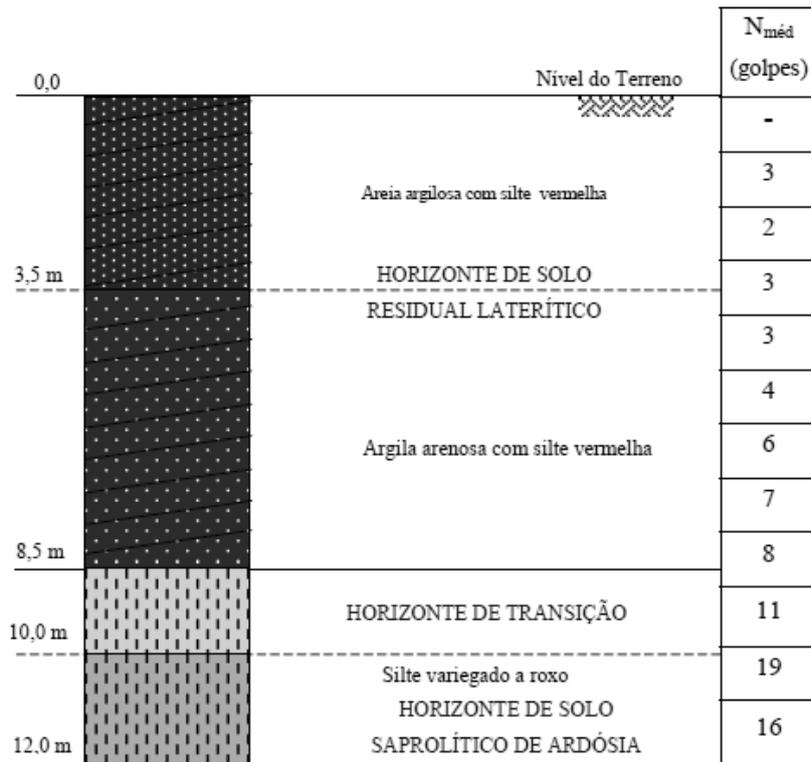


Figura 3.11. Perfil geotécnico típico do subsolo do CEFECG (Mota, 2003).

A IESR do PPG-UnB foi dimensionada e construída de forma a possibilitar a construção simultânea de 2 (dois) muros em escala real, correspondendo a um volume total de aproximadamente 215m³ de material de aterro. Um poço de inspeção foi reservado para a acomodação de equipamento para a leitura dos instrumentos instalados nas estruturas de solo reforçado. A Figura 3.12 apresenta as dimensões da IESR.

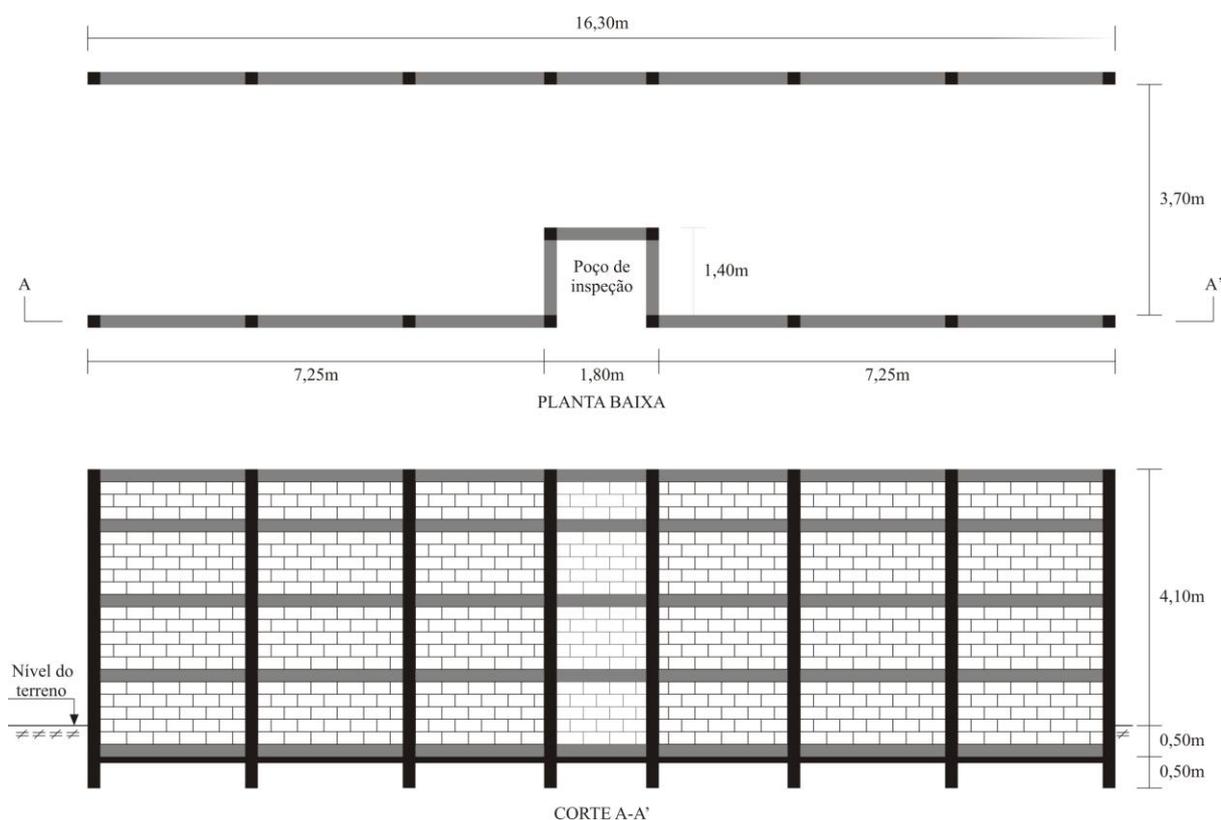


Figura 3.12. Instalação para ensaios de estruturas experimentais de solo reforçado.

Diante do fato do subsolo da IESR do PPG-UnB apresentar um comportamento colapsível, foi idealizado e executado um sistema para inundação da base das estruturas experimentais de solo reforçado. Esse sistema é composto por:

- tubos de verificação;
- drenos de brita;
- valas de brita;
- reservatório de distribuição de água;
- piscinas;
- tubo de comunicação entre as piscinas.

Os tubos de verificação foram instalados – ao logo da lateral da IESR – de modo a possibilitar o acompanhamento da inundação da base, uma vez que esse processo de inundação seria efetuado a partir da face dos muros, por meio do enchimento das piscinas. As Figuras 3.13 e 3.14 apresentam os materiais utilizados na confecção dos tubos de verificação e a instalação de um dos tubos empregados.



Figura 3.13. Materiais utilizados na confecção dos tubos de verificação.



Figura 3.14. Instalação de um dos tubos de verificação.

Os drenos de brita foram executados em valas com seção transversal de 250 mm de largura e 200 mm de profundidade, escavadas ao longo da base dos muros experimentais. A opção de empregar valas, ao invés de um colchão, de brita foi utilizada buscando-se evitar a introdução de uma camada de material na base dos muros que pudesse influenciar eventuais

deformações do maciço reforçado diante da inundação da fundação. A Figura 3.15 apresenta uma visão geral dos drenos de brita.



Figura 3.15. Drenos de brita do sistema de inundação.

O sistema de inundação contou com a construção de duas piscinas, cada uma delas construída à frente das faces de cada muro experimental e interligadas por tubos de comunicação, de modo a garantir, por meio do princípio de vasos comunicantes, o mesmo nível d'água durante a realização da inundação.

Um reservatório com a capacidade de armazenamento de 5200 litros foi construído equidistante às piscinas com o objetivo de garantir uma uniformidade na distribuição da água durante o processo de inundação. Com a intenção de realizar o abastecimento das piscinas por gravidade, o reservatório foi construído tendo a cota do fundo acima da cota da saída dos tudos de abastecimento das piscinas. As Figuras 3.16 e 3.17 apresentam uma visão em planta e em corte do sistema de inundação, respectivamente.

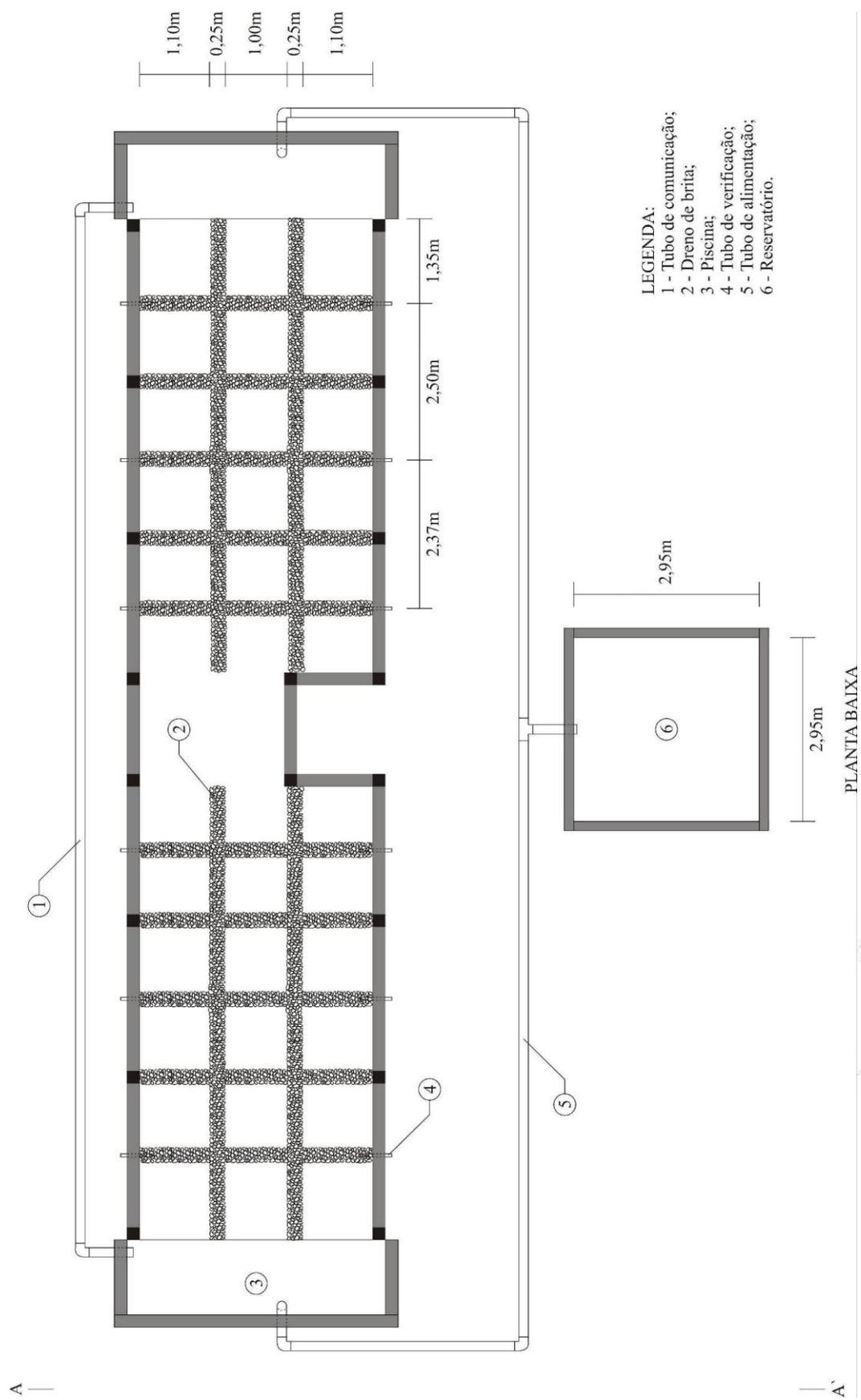


Figura 3.16. Sistema de inundação da fundação

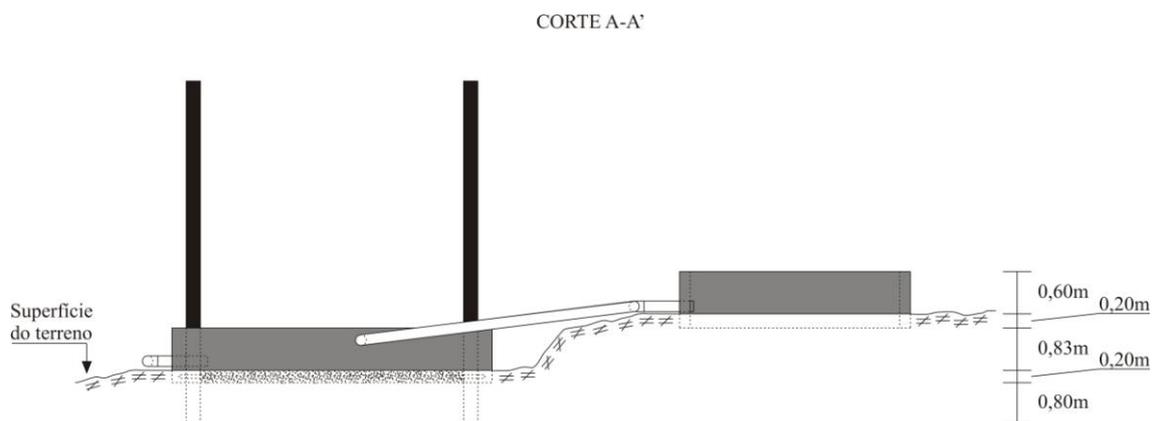


Figura 3.17. Sistema de inundação da fundação – corte AA'.

O solo do Campo Experimental de Fundações do PPG-UnB é um solo reconhecidamente poroso exigindo uma quantidade de água muito superior à capacidade do reservatório para a sua saturação. Deste modo, o reservatório foi utilizado com a função de apenas centralizar a distribuição da água, que foi fornecida por caminhões pipa (Figuras 3.18 e 3.19).

A inundação foi realizada em 33horas e 17minutos. Neste período, houve o intervalo de 14horas e 21minutos, devido à impossibilidade do fornecimento de água durante o período noturno. Após 25horas e 34 minutos verificaram-se sinais de umidade em todos os poços de inspeção (Figura 3.20).



Figura 3.18. Visão geral da inundação da fundação dos muros experimentais.



Figura 3.19. Detalhe da inundação da fundação dos muros experimentais.



Figura 3.20. Poço de inspeção do sistema para a inundação.

3.3.2 INSTALAÇÃO DO ROYAL MILITARY COLLEGE OF CANADA

A utilização da Instalação para Ensaio de Muros de Contenção (IEMC) do *Royal Military College of Canada* (RMCC) condiciona que todo o material de aterro e face dos muros fiquem assentes sobre uma rígida fundação de concreto. O material de aterro é confinado lateralmente entre dois muros de concreto (Figura 3.21), os quais são ancorados ao piso do laboratório. Parafusos de aço localizados no topo dos muros laterais estendem-se até o piso do laboratório e são utilizados para a fixação do sistema de reação empregado para a aplicação dos carregamentos no topo dos muros experimentais.

O carregamento aplicado às estruturas construídas na IEMC-RMCC é realizado com uso de bolsas de ar comprimido – 1,18 m x 3,60 m – usualmente empregadas para a proteção de cargas em contêineres. O sistema para aplicação de sobrecargas permite a aplicação de até 130 kPa de sobrecarga. A parte traseira do aterro é contida por uma série de vigas de concreto; cada viga apresenta uma seção transversal de 300 mm x 150 mm.

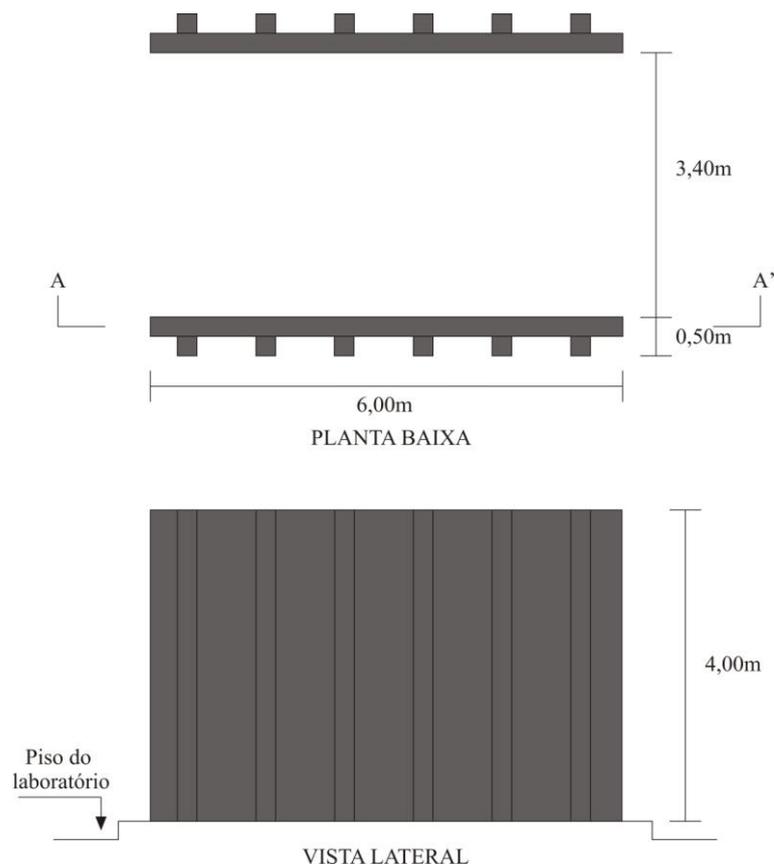


Figura 3.21. Instalação para ensaios de muros de contenção da RMCC.

3.4 INSTRUMENTAÇÃO

3.4.1 MEDIÇÕES DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DO SOLO DE FUNDAÇÃO

Diante do comportamento colapsível do solo de fundação do CEFECG, foi instalado um tubo de inclinômetro a 0,60 m de distância do pé de cada uma das estruturas experimentais. Cada um dos tubos de inclinômetro – confeccionados em alumínio – foi instalado até uma profundidade de 8,5m. A instalação se deu com:

- i) execução de furo a trado;
- ii) inserção dos tubos de inclinômetro (Figura 3.22);
- iii) preenchimento do espaço vazio entre o furo à trado e superfície externa do tubo do inclinômetro; para isso empregou-se uma pasta composta por cimento e bentonita na proporção de 1:10; o preenchimento foi realizado de forma ascendente (Figura 3.23), a fim de evitar o surgimento de bolhas de ar na pasta.



Figura 3.22. Instalação do tubo de inclinômetro.



Figura 3.23. Preenchimento do espaço entre o furo a trado e a superfície externa do tubo de inclinômetro.

3.4.2 MEDIÇÕES DE TENSÕES INTERNAS

3.4.2.1 MUROS 1 E 2

Buscando-se monitorar as tensões internas desenvolvidas no maciço das estruturas experimentais (Muro 1 e Muro 2), foram instaladas treze células de tensões totais (CTT) elétricas – manufaturadas por Micro Sensores Industrial – em cada uma das estruturas, distribuídas conforme apresentado na Figura 3.24. As características das CTT são apresentadas na Tabela 3.6.

Com o intuito de garantir que as tensões registradas nas CTT não seriam influenciadas por tensões radiais, no plano da CTT, atuantes ao longo do seu perímetro, anéis metálicos de proteção foram instalados. A Figura 3.25 apresenta a preparação de uma CTT e seu anel de proteção, com aplicação de borracha de silicone entre ambos.

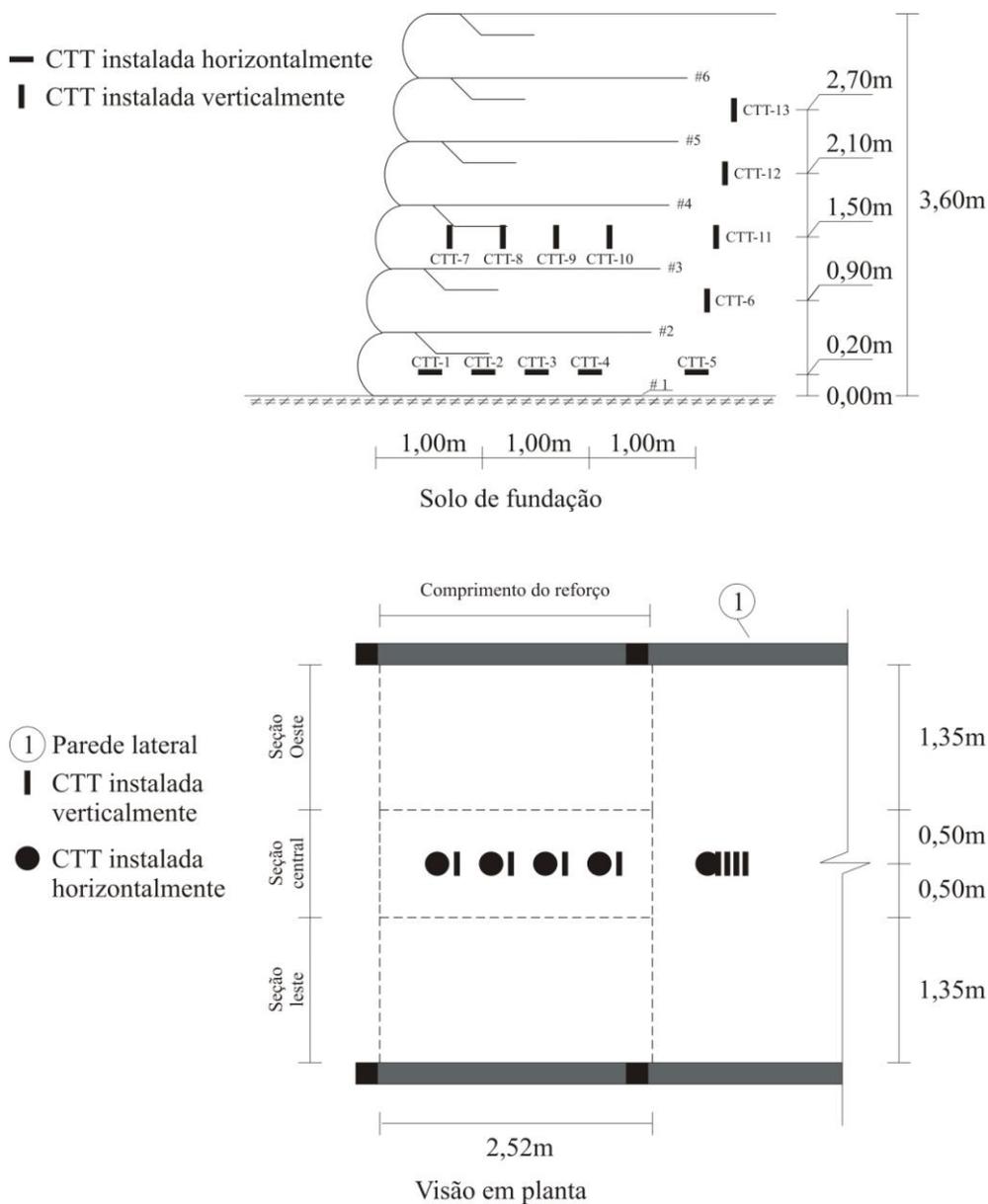


Figura 3.24. Distribuição das CTT no maciço reforçado de cada um dos muros (Muros 1 e 2).

Tabela 3.6. Características das CTT empregadas nos Muros 1 e 2.

Característica	Valor
Capacidade (kPa)	300
Resistências do circuito (ohms nominal)	350
Tensão de alimentação (Vdc máx)	10
Diâmetro útil (mm)	65



Figura 3.25. Instalação do anel de proteção da CTT.

Segundo as recomendações de Dunicliff & Green (1988, apud Palmeira 1996), buscando-se evitar erros causados pela excentricidade e por cargas não-uniformes ou pontuais, obedeceu-se à razão entre o diâmetro da CTT e a maior partícula do solo, apresentada na Equação 3.2.

$$D > (20 \text{ a } 40) d_0 \quad (3.2)$$

Onde:

D = diâmetro da CTT;

d_0 = diâmetro do maior grão de solo.

Diante disso, durante a construção das estruturas experimentais, tomou-se o cuidado de envolver toda as CTT com RCD-R passante na peneira de abertura igual a 2 mm (Figura 3.26). Vale a pena salientar que a calibração das CTT foi realizada utilizando-se o mesmo material.

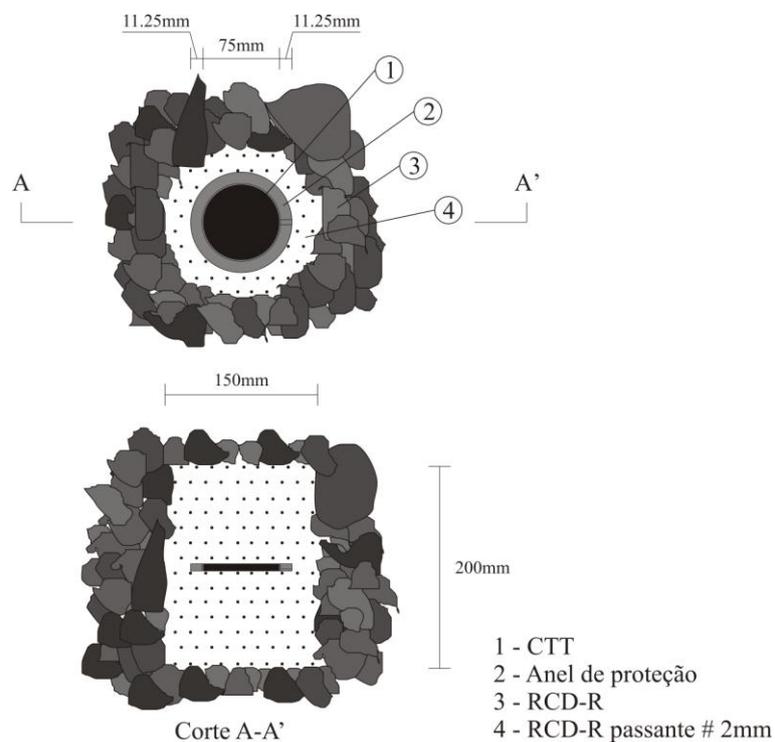


Figura 3.26. Esquema da instalação da CTT.

3.4.2.2 MURO 3

Para o monitoramento das tensões verticais ao longo da base e dentro da massa reforçada do Muro 3, foram utilizadas 14 (quatorze) CTT. A Tabela 3.7 apresenta as principais características das CTT empregadas no Muro 3.

Tabela 3.7. Características das CTT empregada no Muro 3.

Característica	Valor
Capacidade (kPa)	170
Tensão de alimentação (Vdc máx)	5
Diâmetro útil (mm)	230

A distribuição das CTT instaladas ao longo da base do Muro 3 atentou para uma maior concentração de células na região próxima à face do muro, como uma tentativa de registrar a influência da face. Visando garantir o nivelamento das CTT, foi empregada pasta de gesso para a fixação das CTT ao piso do laboratório (Figura 3.27). A Figura 3.28 apresenta a distribuição das CTT empregadas no Muro 3.

A calibração das CTT foi realizada in-situ utilizando o peso próprio do solo; camadas de solo de 0,15 m de espessura foram lançadas até a altura de 1,50 m; à medida que cada camada era lançada fazia-se o registro das respostas de voltagem das células. O procedimento de calibração de CTT adotado na RMCC ainda prevê a sua conferência durante a fase de escavação dos muros experimentais.

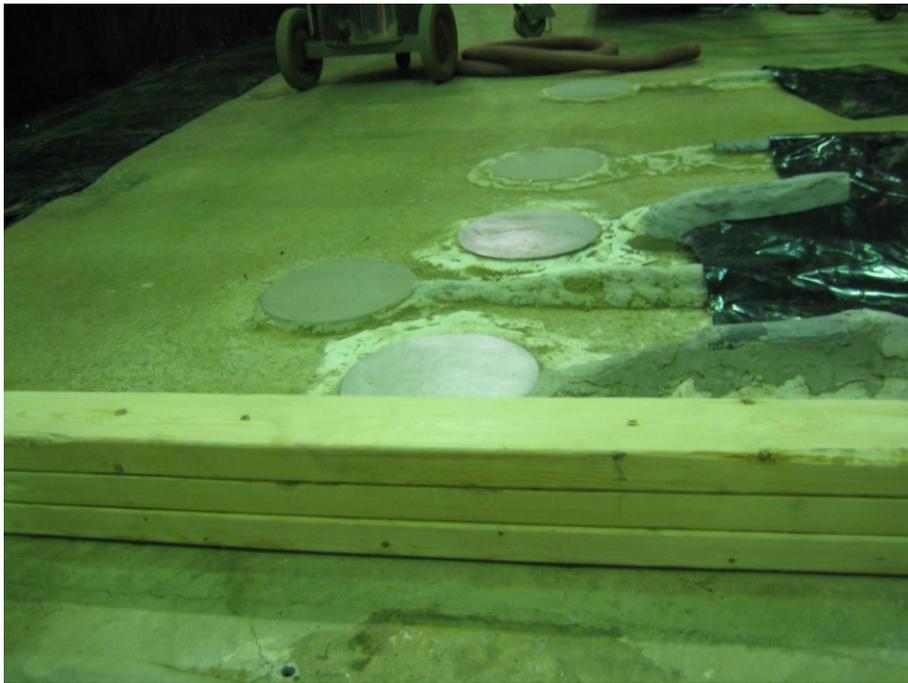


Figura 3.27. CTT instaladas na base do Muro 3.

3.4.3 MEDIÇÕES DE DEFORMAÇÕES NOS REFORÇOS

A decisão de utilizar três tipos de elementos de reforço (geogrelha, geotextil não tecido e malha metálica) exigiu a adoção de técnicas diferentes para o monitoramento da deformações nos reforços: i) extensômetros elétricos; e ii) extensômetros de cabos de aço.

Com o propósito de medir deformações locais na geogrelha e na malha metálica, foram utilizados extensômetros elétricos para grandes deformações fabricados pela *Kyowa Electronic Instruments Company of Japan*. Deformações de pequenas magnitudes – de até 2% – são melhor capturadas por extensômetros elétricos (Bathurst, 1990). A Tabela 3.8 apresenta as principais características do extensômetro elétrico utilizado nesse estudo.

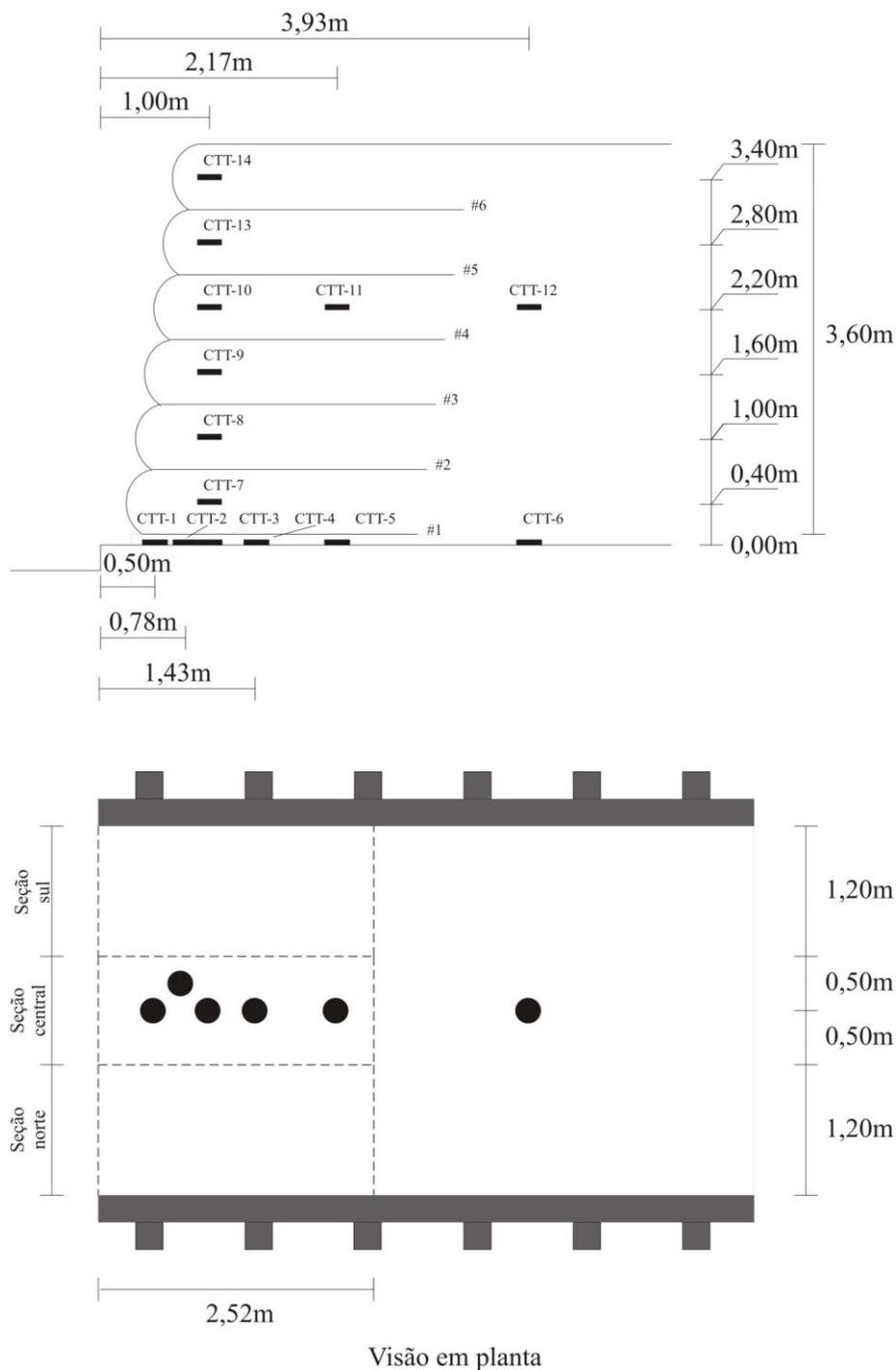


Figura 3.28. Distribuição das CTT no maciço reforçado (Muro 3).

A instrumentação para acompanhamento das deformações dos reforços dos 3 (três) muros experimentais foi realizada em uma seção central, isolada, com 1m de lagura. A redundância das leituras foi garantida com a montagem de duas linhas de instrumentação nomeadas “oeste” e “leste”. A Figura 3.29 apresenta a localização das linhas de instrumentação dos muros construídos na IESR do PPG-UnB.

Tabela 3.8. Principais características dos extensômetros elétricos.

Característica	Dado / Valor	
	Muro 1	Muro 3
Modelo	KFEL-5-120-C1	KFG-1N-120-C1-11
Comprimento nominal (mm)	5	1
Resistência (ohm)	120	120
<i>Gauge factor</i>	2.11	2.12
Capacidade de medida de deformação (%)	15	5

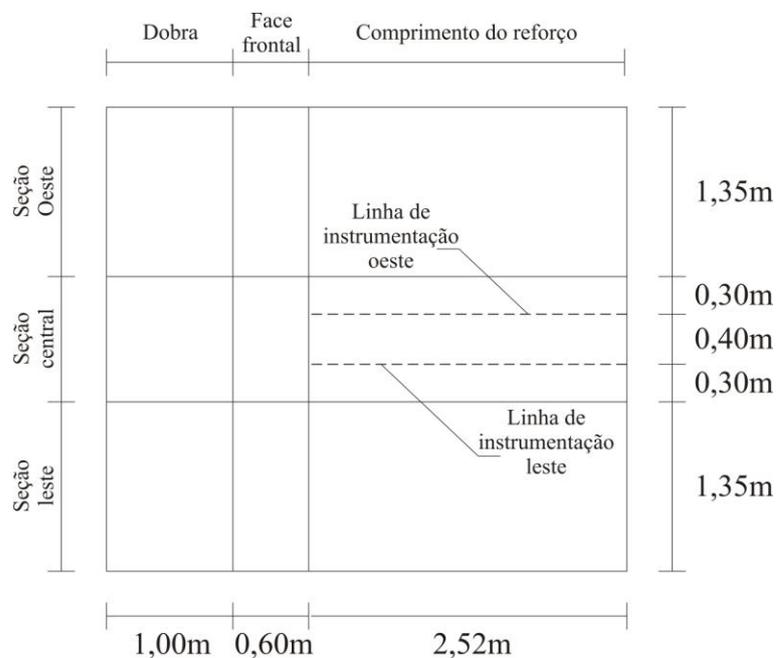


Figura 3.29. Linhas de instrumentação de extensômetros dos muros construídos na IEEESR (vista em planta).

3.4.3.1 EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS

Toda a montagem da instrumentação das geogrelhas e das grelhas metálicas foi realizada no Royal Military College of Canada (RMCC). Os procedimentos adotados nessa etapa foram os atualmente praticados pelo Grupo de Pesquisa em Geotecnia do RMCC em um bem sucedido programa experimental responsável pela construção, instrumentação e

monitoramento de quatorze muros reforçados, ao longo dos últimos 20 anos. A colagem dos extensômetros elétricos foi realizada empregando-se um adesivo para grandes deformações.

MURO 1

A instrumentação das camadas #1, #3 e #5 de geogrelha do Muro 1 [ver Figura 3.24, mostrada anteriormente] foi realizada seguindo-se os seguintes procedimentos:

- i) cuidadosa remoção da camada protetora de PVC – com o auxílio de uma escova macia e acetona – a fim de expor os filamentos de PET sem causar danos mecânicos;
- ii) colagem dos extensômetros elétricos nos filamentos de PET;
- iii) aplicação de uma pressão de 20 kPa, com o propósito de garantir um bom contato entre o extensômetro elétrico, o adesivo e os filamentos de PET;
- iv) tempo de cura de, no mínimo, 12 horas;
- v) soldagem dos fios elétricos;
- vi) aplicação de silicone, para a proteção do ponto instrumentado contra choques mecânicos e umidade.

Um total de 96 (noventa e seis) extensômetros elétricos foram utilizados para a instrumentação das 3 (três) camadas de geogrelha. Em cada ponto instrumentado (Figura 3.30) foram instalados 2 (dois) extensômetros elétricos – um na face superior do reforço, e outro na face inferior. A decisão de instrumentar as faces superiores e inferiores do reforço é justificada pela tentativa de verificar a ocorrência de esforços de flexão do ponto instrumentado. A distribuição dos extensômetros elétricos é apresentada na Tabela 3.9.

Diante da presença significativa de partículas de grandes dimensões no RCD-R, a instalação das camadas instrumentadas de geogrelha foi realizada de forma a garantir que a região circunvizinha aos pares de extensômetros elétricos fosse preenchida com um material isento de partículas capazes de causar danos mecânicos à instrumentação. Para isso, o RCD-R passante na peneira com abertura de malha igual a 2 mm foi utilizado para compor os “berços” dos pontos instrumentados.

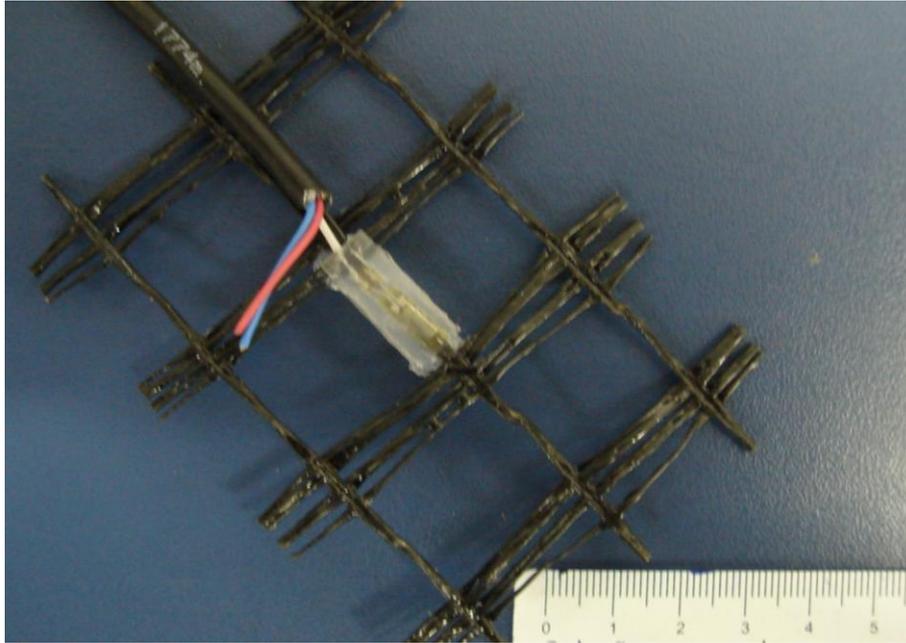


Figura 3.30. Ponto instrumentado com extensômetro elétrico (Muro 1).

Tabela 3.9. Distribuição dos extensômetros elétricos no Muro 1.

Par de extensômetros elétricos (#)		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Distância da face (mm)	Camada 1	350	650	1050	1150	1350	1650	2450	-	-
	Camada 3	450	550	750	850	1250	1550	1850	2450	-
	Camada 5	450	650	850	950	1150	1250	1650	1950	2450

A fim de minimizar a contaminação do “berço” por material pedregulhoso, tubos de PVC (diâmetro nominal igual a 100 mm) de isolamento foram utilizados durante a instalação da geogrelha. O procedimento obedeceu às seguintes etapas:

- i) espalhamento do RCD-R, na altura de instalação da camada de geogrelha instrumentada, e cravação dos tubos de PVC até a profundidade de 100mm, em relação à superfície;
- ii) preenchimento dos tubos de PVC com o RCD-R passante na peneira de abertura 2 mm, até meia-altura do tubo;
- iii) retirada dos tubos;
- iv) posicionamento da camada de geogrelha instrumentada;

- v) distribuição dos tubos de forma que os extensômetros elétricos ficassem posicionados no seus centros;
- vi) preenchimento dos tubos de PVC com o RCD-R passante na peneira de abertura 2 mm, até meia-altura do tubo;
- vii) espalhamento do RCD-R ao redor dos tubos (Figura 3.31);
- viii) retirada dos tubos.



Figura 3.31. Espalhamento do RCD-R ao redor dos tubos de PVC.

A Figura 3.32 apresenta um esquema da região circunvizinha aos extensômetros elétricos, após a instalação da camada de geogrelha instrumentada.

Para a realização das leituras dos extensômetros do Muro 1 foi empregada uma mesa leitora modelo SM-60D, fabricada pela *Kyowa Electronic Instruments Company of Japan*, com resolução de 0,00001%.

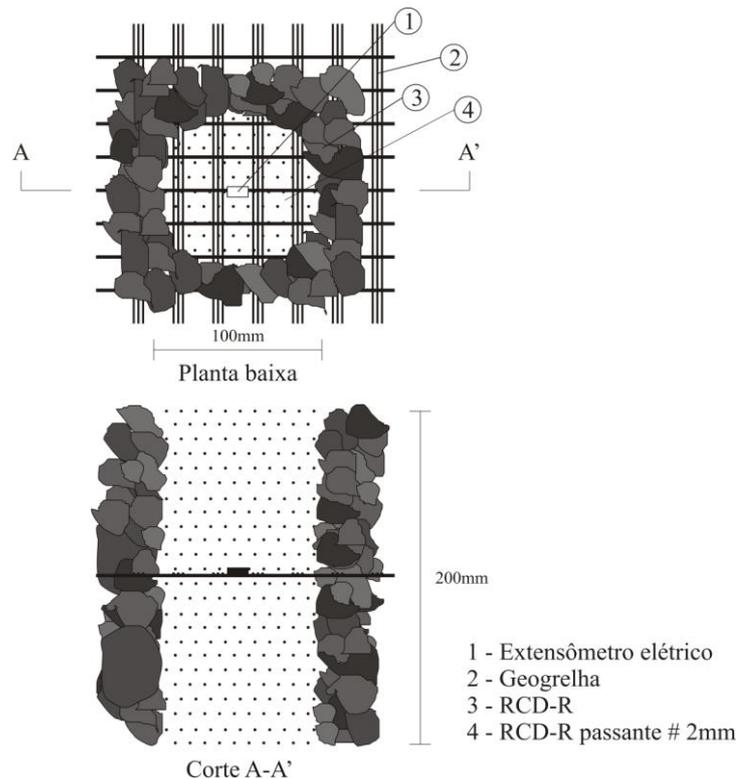


Figura 3.32. Região circunvinha aos extensômetros elétricos no Muro 1.

MURO 3

A instrumentação de todas as camadas de grelha metálica do Muro 3 foi realizada segundo os seguintes procedimentos:

- i) compressão – aplicando-se uma pressão de 25MPa – dos pontos de fixação, a fim de obter uma superfície plana suficiente para a instalação dos extensômetros elétricos;
- ii) lixamento dos pontos de fixação, com a intenção de deixar as superfícies planas mais asperas;
- iii) colagem dos extensômetros elétricos empregando-se um adesivo especial (*epoxi urethane*) fornecido pela *Kyowa Electronic Instruments Company of Japan*;
- iv) aplicação de uma pressão de 20 kPa, com o propósito de garantir um bom contato entre o extensômetro elétrico, o adesivo e o elemento longitudinal da grelha metálica;
- v) tempo de cura de, no mínimo, 12 horas;
- vi) soldagem dos fios elétricos;

vii) aplicação de silicone para a proteção do ponto instrumentado contra choques mecânicos e umidade.

viii) encapsulamento do ponto instrumentado com o uso de pedaço de mangueira plástica.

Um total de 188 extensômetros elétricos foram utilizados para a instrumentação das 6 camadas de grelha metálica. Em cada ponto instrumentado (Figura 3.33) foram instalados 2 extensômetros elétricos – um na face superior do reforço, e outro na face inferior. A distribuição dos extensômetros elétricos é apresentada na Tabela 3.10.

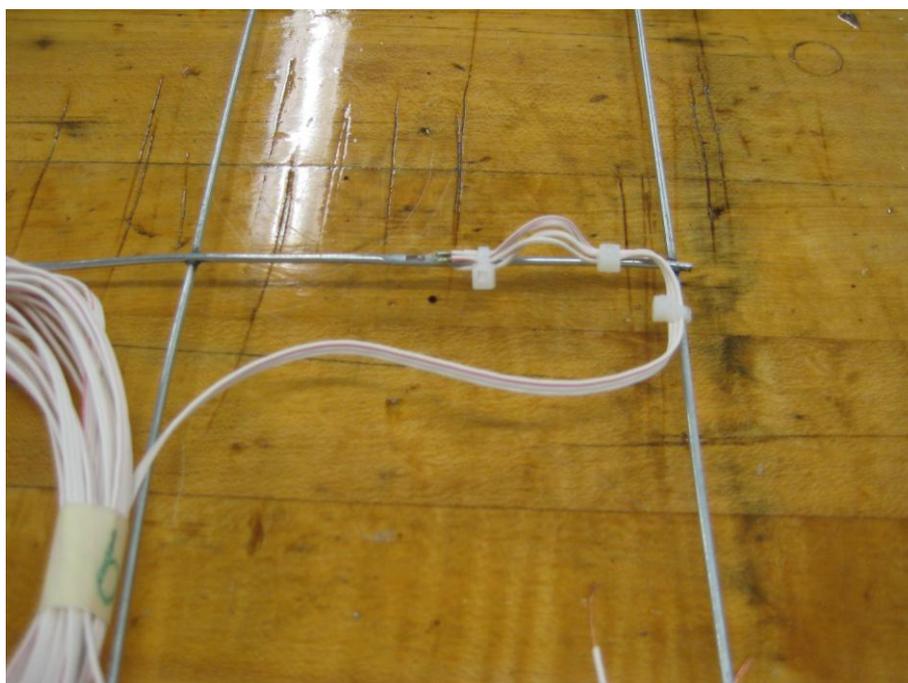


Figura 3.33. Ponto instrumentado com extensômetro elétrico (Muro 3).

Tabela 3.10. Distribuição dos extensômetros elétricos no Muro 3.

Par de extensômetros elétricos (#)		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Distância da face (mm)	Camada 1	-362*	360	663	1068	1173	1380	1680	2498	-	-
	Camada 2	-355*	360	467	766	868	1076	1585	2400	-	-
	Camada 3	-355*	353	459	660	762	1075	1482	1785	2390	-
	Camada 4	-357*	361	560	664	866	970	1276	1783	2396	-
	Camada 5	-360*	357	565	758	865	1065	1170	1581	1883	2392
	Camada 6	-362*	350	560	863	1070	1170	1378	1478	1884	2400

Nota: (*) extensômetro instalado na face cada camada de reforço.

3.4.3.2 EXTENSÔMETROS DE CABOS DE AÇO

MURO 1

Embora as camadas de geogrelhas tenham sido instrumentadas com a colagem de extensômetros elétricos, foram também instalados extensômetros de cabo de aço a fim de acompanhar as deformações globais das camadas instrumentadas. A distribuição dos pontos de instalação dos cabos de aço foi realizada conforme apresentado na Figura 3.34.

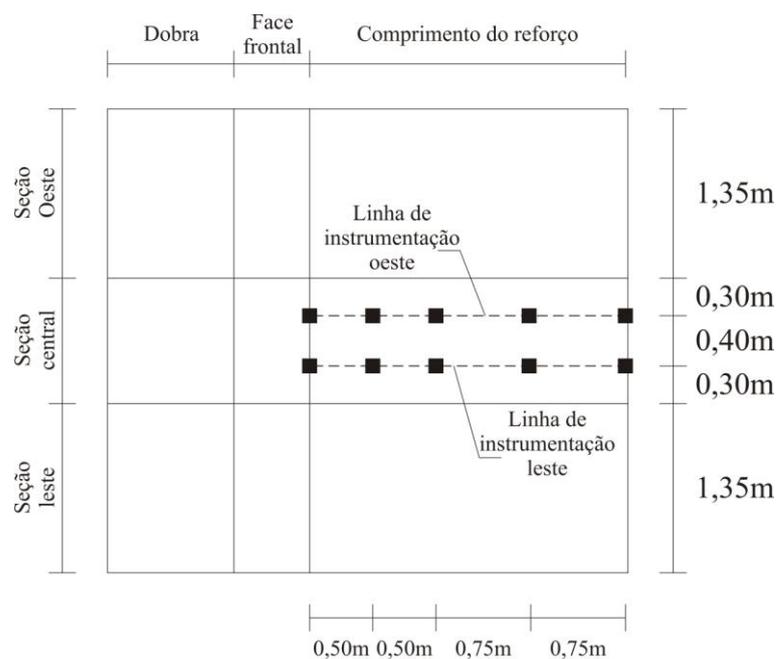


Figura 3.34. Pontos de fixação dos cabos dos extensômetros mecânicos.

Mangueiras rígidas de polipropileno foram utilizadas para evitar o atrito entre os cabos de aço e o material de aterro no trecho compreendido entre o ponto de fixação e o poço de inspeção, onde pesos de 200g foram conectados às extremidades dos cabos.

MURO 2

As deformações do geotextil não tecido foram observadas por meio do acompanhamento dos deslocamentos de cabo de aço fixados em pontos distribuídos nas camadas #2, #3, #4, #5 e #6 do Muro 2 [ver Figura 3.24, mostrada anteriormente]. A

distribuição dos pontos de instalação dos fios de aço foi realizada conforme apresentado na Figura 3.34, mostrada anteriormente.

A fixação dos cabos de aço, com diâmetro de 0,5 mm, foi realizada utilizando-se, em cada ponto, 2 placas de alumínio medindo 9,30 mm x 21,5 mm cada. O arranjo dos cabos de aço e placas foi efetuado de forma a promover, mediante a solicitação dos cabos, a compressão das chapas e, conseqüentemente, o travamento do ponto de fixação (Figura 3.35). A Figura 3.36 apresenta um ponto de fixação dos cabos de aço. A condução dos cabos e a fixação de pesos nas suas extremidades – localizadas no poço de inspeção – foram realizadas seguindo o mesmo procedimento adotado para o Muro 1.

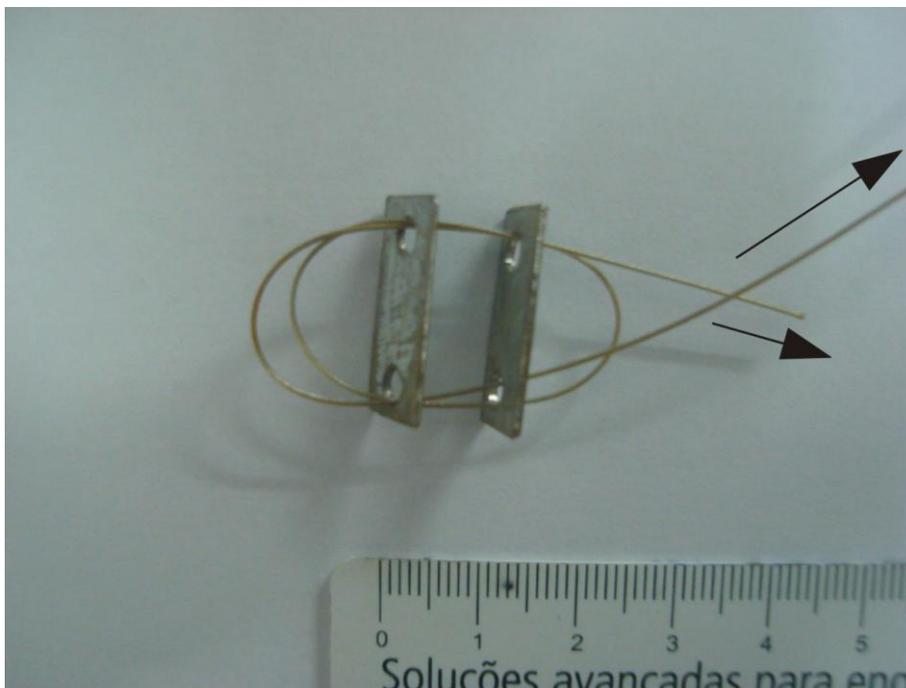


Figura 3.35. Arranjo empregado na instalação dos cabos de aço e placas para a fixação de extensômetros mecânicos.

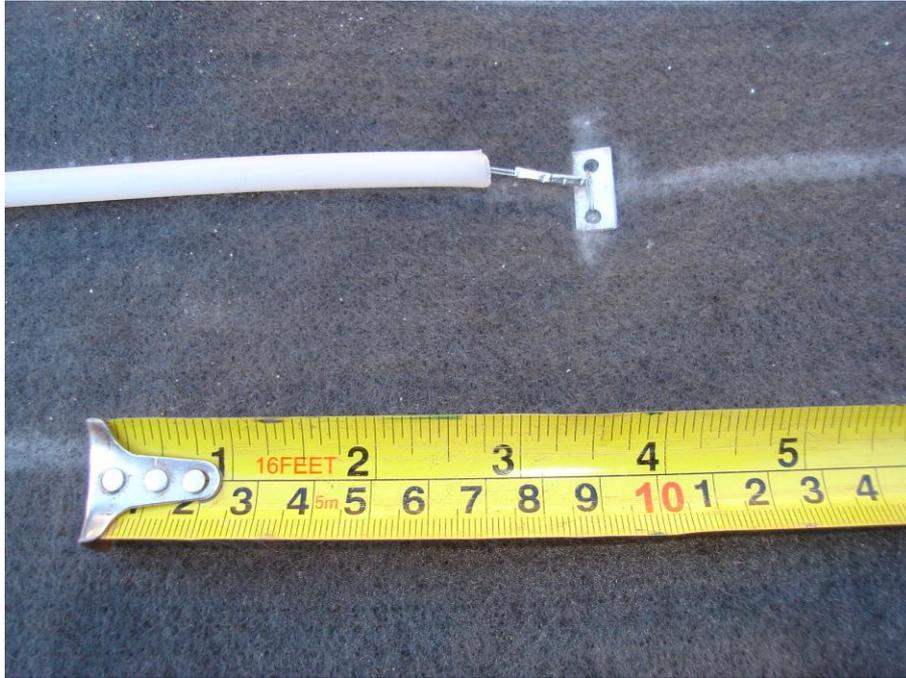


Figura 3.36. Ponto de fixação do extensômetro mecânico em uma camada de geotextil não tecido.

MURO 3

De forma semelhante ao Muro 1, extensômetros de cabo de aço foram instalados para acompanhar as deformações globais da grelha metálica. Embora a localização das linhas de instrumentação seja a mesma para todos os muros, os pontos de fixação dos extensômetros de cabo de aço do Muro 3 limitaram-se apenas aos pontos localizados a 0,30 m e 2,50 m da face. Isso se justifica pela elevada rigidez do elemento de reforço. A Figura 3.37 apresenta a localização dos pontos de fixação dos cabos de aço instalados nas camadas #2, #3, #4, #5 e #6 do Muro 3 [ver Figura 3.28, mostrada anteriormente, com a localização de camada]. A elevada rigidez à tração do reforço exigiu a realização leituras com uma melhor resolução. Por essa razão, foram fixados transdutores de deslocamento aos cabos de aço, na parte traseira do Muro 3. A Figura 3.38 apresenta uma visão geral dos transdutores de deslocamento instalados na parte traseira do Muro 3.

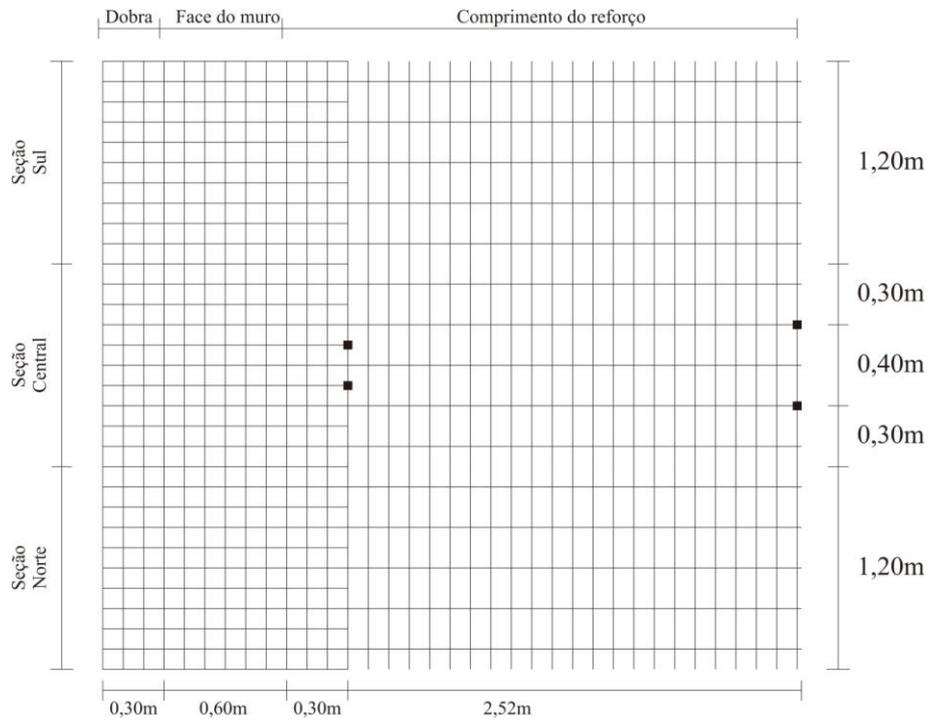


Figura 3.37. Pontos de fixação dos extensômetros mecânicos do Muro 3 (vista em planta).



Figura 3.38. Transdutores de deslocamento instalados na parte traseira do Muro 3, para o monitoramento dos extensômetros de cabo de aço.

3.4.4 MEDIÇÕES DE DESLOCAMENTOS DA FACE

MUROS 1 E 2

Os deslocamentos das faces dos muros experimentais 1 e 2 foram monitorados por meio de leituras realizadas – com trena metálica – tomando as extremidades das paredes laterais como referência. As leituras foram feitas ao longo da linha formada pelos pontos médio da largura de cada uma das seções do reforço (oeste, central e leste), a cada 0,20 m de altura, até o topo das estruturas reforçadas. A resolução das leituras foi de 1 mm.

MURO 3

Para o acompanhamento dos deslocamentos da face do Muro 3 – além do levantamento manual realizado por meio da medição das distância da face até os postes de referência (Figura 3.39) instalados à frente de cada uma das seções do muro – foram instalados transdutores de deslocamento na altura média de cada camada. A Tabela 3.11 apresenta as principais características dos transdutores de deslocamento empregados.



Figura 3.39. Postes de referência para a leitura dos deslocamentos da face do Muro 3.

Tabela 3.11. Características dos transdutores de deslocamento empregados no acompanhamento dos deslocamentos da face do Muro 3.

Característica	Valor
Curso (mm)	300
Tensão de alimentação (Vdc máx)	10
Linearidade (%)	$\pm 0,15$

3.4.5 MEDIÇÕES DE RECALQUES SUPERFICIAIS

3.4.5.1 MUROS 1 E 2

Com o intuito de monitorar eventuais recalques diferenciais na superfície das estruturas experimentais, foram instalados 15 (quinze) marcos superficiais de concreto (Figura 3.40) em cada um dos muros experimentais. A distribuição dos marcos superficiais é apresentada na Figura 3.41.

As leituras dos marcos superficiais foram realizadas com o auxílio de régua de alumínio e trena metálica. Antes da realização das leituras dos marcos superficiais, eram verificados eventuais recalques sofridos pela IESR, tomando-se como referência um pilar do prédio SG-11 (UnB), localizado a cerca de 15 m das estruturas experimentais. Foram acompanhados os recalques dos dois pilares extremos de cada um dos muros laterais que compõem a IESR.

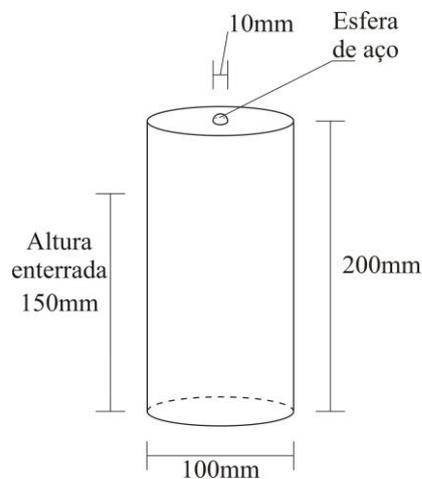


Figura 3.40. Marco superficial de concreto.

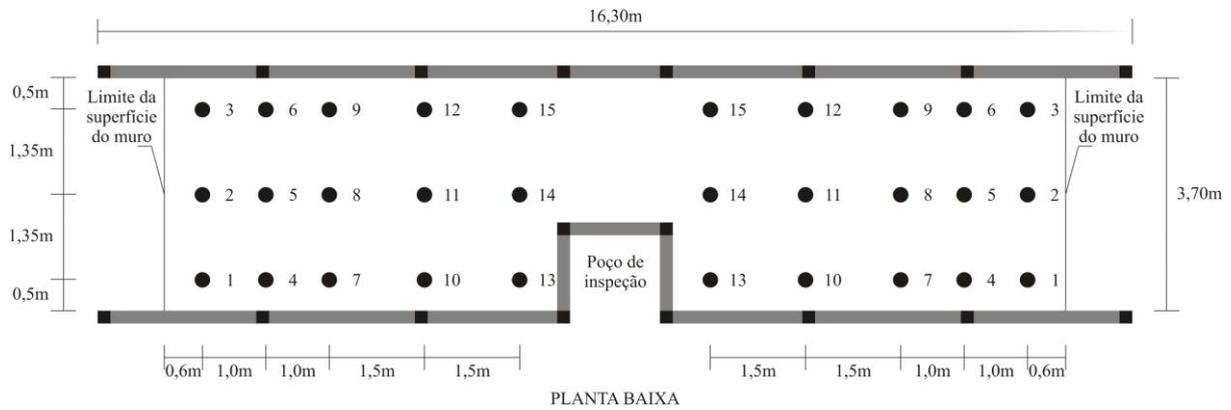


Figura 3.41. Distribuição dos marcos superficiais (Muros 1 e 2).

3.4.5.2 MURO 3

Para o monitoramento dos recalques superficiais do aterro do Muro 3, foram utilizadas 2 (duas) linhas de instrumentação, separadas por uma distância de 1,00 m. Ao longo de cada linha de instrumentação, foram instalados 5 (cinco) transdutores de deslocamento, distribuídos em relação a face conforme apresentado na Figura 3.42. O mesmo modelo dos transdutores de deslocamento utilizados para o levantamento dos deslocamentos horizontais da face (Tabela 3.11, apresentada anteriormente) foi empregado para o acompanhamento dos recalques superficiais do aterro.

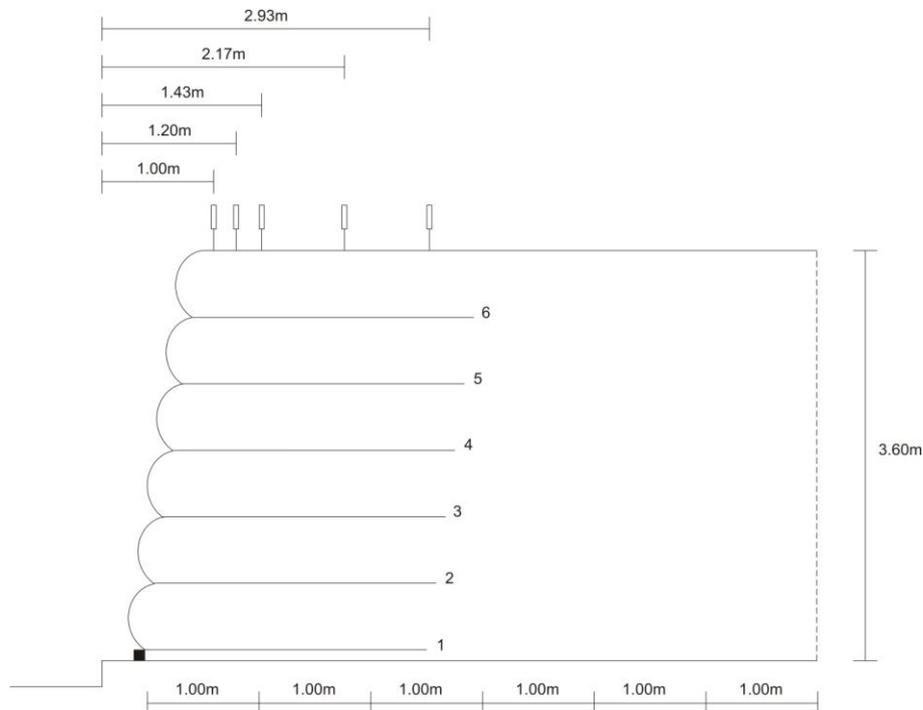


Figura 3.42. Localização dos transdutores de deslocamento utilizados na superfície do aterro do Muro 3.

3.4.6 MEDIÇÕES DE RECALQUES NO INTERIOR DO MACIÇO REFORÇADO

Esse tipo de medição só foi realizado no Muro 3. O monitoramento dos recalques no interior do maciço reforçado foi realizado por meio do acompanhamento dos deslocamentos de hastes de metal, dotadas de pequenas placas nas suas extremidades, sendo essas últimas enterradas no maciço nos pontos de interesse. As hastes de metal se estendiam até a superfície, onde eram fixadas a transdutores de deslocamento, funcionando, dessa forma, como *tell-tales* (TT). Os pontos de monitoramento foram distribuídos ao longo da altura do muro (na posição central entre camadas), próximo a extremidade do reforço e além da região reforçada, conforme apresentado na Figura 3.43.

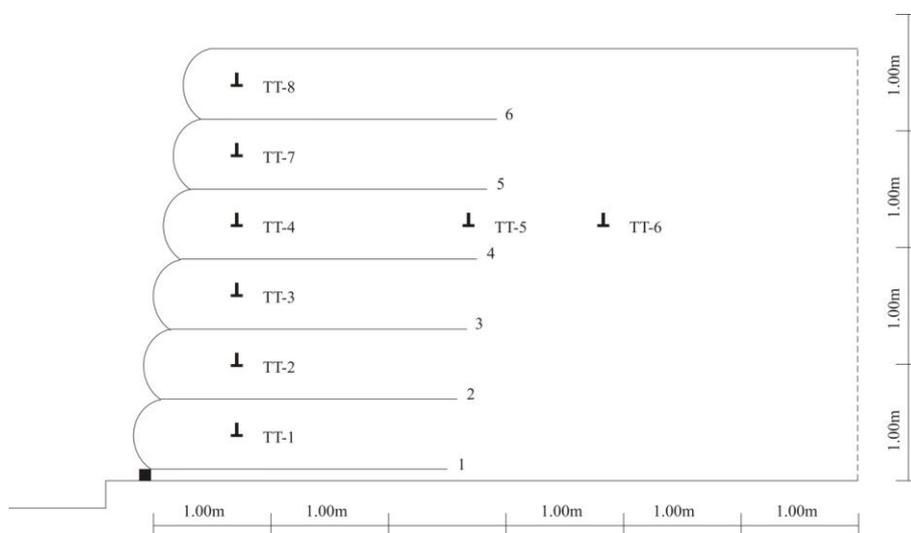


Figura 3.43. Localização dos *tell-tales* no interior do maciço do Muro 3

3.5 CONSTRUÇÃO DOS MUROS

3.5.1 MUROS 1 E 2

Durante a limpeza e preparação do terreno para a construção da Instalação para Ensaio de Estruturas Experimentais de Solo Reforçado (IESR), foi possível observar que o terreno de fundação encontrava-se em uma região intacta do Campo Experimental de Fundações, Ensaio de Campo e Geossintéticos (CEFECG), isento de estacas e de cicatrizes de poços de coleta de amostras. No entanto, durante este processo, foi possível observar a existência de vários canais (de formigueiros), o que poderia ocasionar eventuais recalques diferenciais nas

estruturas experimentais. As Figuras 3.44 e 3.45 apresentam imagens da escavação da fundação e da construção dos muros laterais de alvenaria, respectivamente.



Figura 3.44. Escavação da fundação dos muros laterais de bloco de concreto.



Figura 3.45. Construção da IESR.

Buscando-se reduzir o atrito entre RCD-R e as paredes da IESR e, assim, garantir a condição de estado plano de deformações para o material de preenchimento das estruturas experimentais, as paredes internas da IESR foram revestidas com 3 (três) camadas de lona de polipropileno (Figura 3.46) intercaladas com lubrificante (silicone líquido). Acredita-se que esse sistema para redução do atrito, combinado com o isolamento da seção central de 1 m, propicie a condição de estado plano de deformações desejada (Bathurst, 2009).



Figura 3.46. Paredes internas revestidas com lonas lubrificadas.

Um densímetro elétrico Humboldt (modelo H-4114) foi utilizado para o monitoramento da densidade do RCD-R no campo. Inicialmente, uma caixa medindo (2,5 m x 2,45 m x 0,28 m) foi executada no CEFECG para realizar a calibração do densímetro elétrico e cubagem do RCD-R (Figura 3.47).



Figura 3.47. Lançamento do RCD-R na caixa de calibração e cubagem.

A construção dos muros foi conduzida usando a técnica de fôrma movediça, que é um dos métodos utilizados na construção de estruturas de solo envelopado no campo. O tempo total de construção dos muros foi de 29 dias. A Figura 3.48 apresenta o histórico de construção dos Muros 1 e 2.

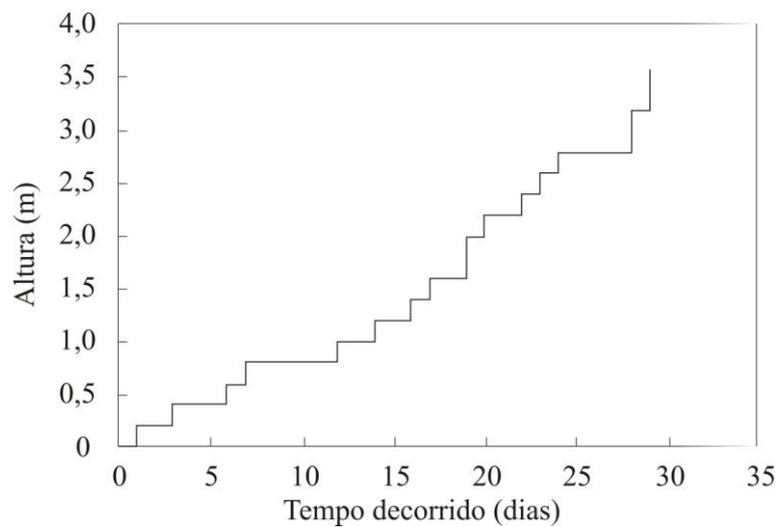


Figura 3.48. Histórico de construção dos Muros 1 e 2.

O processo de construção consistiu no lançamento, espalhamento e compactação do RCD-R, sem o seu prévio umedecimento, em camadas de 0,20m (Figura 3.49). Durante a

etapa de lançamento do RCD-R, tomou-se o cuidado para não permitir a queda do material diretamente sobre a camada de reforço, uma vez que, devido à elevada altura de lançamento, isso poderia gerar danos mecânicos adicionais aos reforços.



Figura 3.49. Lançamento do RCD-R durante a construção dos muros experimentais.

Um rolo de compactação manual de 1,45 kN foi empregado para prover uma compactação leve e a regularização da superfície de cada camada (Figura 3.50). Próximo à face, foi empregado um soquete para a compactação e, dessa forma, reduzir os efeitos de compactação no deslocamento da face.

As decisões de não umedecer o RCD-R e de realizar uma compactação leve foram tomadas visando promover uma maior deformação das estruturas e simular a execução de muros com o material na condição de recebimento do local de beneficiamento. As principais características dos muros são apresentadas na Tabela 3.12.



Figura 3.50. Compactação e regularização da camada de RCD-R, durante a construção dos muros experimentais (Muro 1 e 2).

Tabela 3.12. Características dos Muros 1e 2.

Característica	Valor
Altura (m)	3,60
Inclinação da face com a vertical (°)	13
Espaçamento vertical entre elementos de reforço (m)	0,60
Comprimento dos elementos de reforço (m)	2,52

3.5.2 MURO 3

Diferentemente dos Muros 1 e 2, o Muro 3 foi construído em um laboratório (Laboratório de Estruturas de Engenharia Civil do RMCC) e sua fundação foi constituída por uma robusta laje de concreto.

Buscando reduzir o atrito entre o solo e as paredes laterais da IEMC-RMCC e, assim garantir a condição de estado plano de deformações, as paredes internas dos muros laterais foram revestidas por folhas de compensado, e estas cobertas por placas de acrílico.

Adicionalmente, 3 camadas de lonas intercaladas com lubrificante foram instaladas entre o solo e as placas de acrílico.

O processo de construção consistiu no lançamento, espalhamento e compactação do material de aterro em camadas de 0,15 m. Em uma faixa de solo de 1,00 m de largura próxima à face do muro, a compactação foi realizada com um soquete em forma de placa (250 x 350 mm) com massa igual a 10 kg. Na área restante da camada, a compactação foi realizada com um compactador tipo 'sapo'. O monitoramento da compactação e da umidade do solo foi realizado com um densímetro nuclear, por meio da realização de leituras em 9 (nove) pontos em cada camada.

Devido ao fato do solo ter ficado estocado na área externa do laboratório durante todo o inverno e início da primavera, o solo apresentou, em várias ocasiões, valores de umidade bastante superiores ao desejado. Diante disso, adotou-se a o procedimento de revolver o solo e ligar ventiladores até obter um valor de umidade próximo do especificado para a construção. A Figura 3.51 apresenta uma imagem do processo de revolvimento do solo.



Figura 3.51. Processo de revolvimento objetivando a retirada de umidade do solo.

Semelhantemente aos Muros 1 e 2, a construção do Muro 3 foi conduzida usando a técnica de fôrma movediça. No entanto, a geometria e o método de ancoragem das camadas de reforço não correspondem ao praticado em estruturas típicas de solo reforçado. Com o intuito de facilitar uma comparação quantitativa de muros construídos com faces rígidas

(painéis e blocos de concreto, por exemplo) e flexíveis (solo envelopado), uma dada camada de reforço foi fixada a camada imediatamente superior utilizando-se uma garra (Figura 3.52) – apenas a camada mais elevada (camada 6) foi ancorada com o enterramento da extremidade do reforço. A fim de evitar a perda de material pela abertura da tela metálica, foram instaladas camadas de geogrelha e geotêxtil na face do muro.

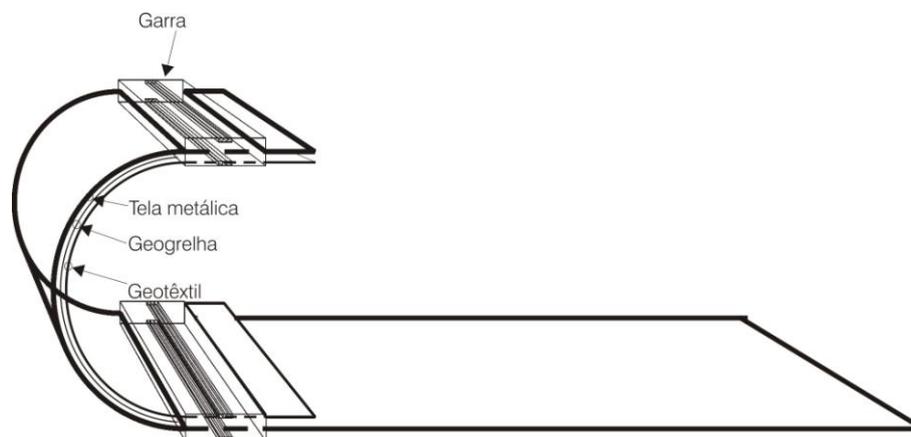


Figura 3.52. Garra empregada para o ancoramento das camadas de reforço do Muro 3 (Reeves, 2003).

Após a construção, o muro foi carregado com incrementos de 10 kPa até atingir o valor de 130 kPa (limite do sistema de aplicação de carga). Depois de aplicado um dado incremento de carga, este era mantido por um período de 3 a 4 dias. Após atingida a tensão máxima, o descarregamento foi executado em intervalos de 10 kPa, realizados a cada 24 horas. A Tabela 3.13 apresenta um resumo do histórico da construção do Muro 3.

Tabela 3.13. Resumo do histórico da construção do Muro 3.

Estágio do experimento	Início	Término	Duração (horas)	Tempo total decorrido desde o início da construção (horas)
Construção	15/07/2009	17/11/2009	2994	2994
Carregamento	13/01/2010	02/03/2010	1152	5515
Descarregamento	02/03/2010	14/03/2010	287	5802

4 RESULTADOS E ANÁLISES DA CARACTERIZAÇÃO DO RCD-R, DA DEGRADAÇÃO DOS ELEMENTOS DE REFORÇO E DA CONSTRUÇÃO DOS MUROS

Neste capítulo serão apresentados os resultados e análises: i) da caracterização geotécnica do RCD-R para fins de uso como material de aterro em ESR; ii) da degradação mecânico-química dos elementos de reforço dos Muros 1 e 2; e iii) do peso específico e da umidade dos materiais de aterro registrados na construção dos muros.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DO RCD-R

4.1.1 ANÁLISE GRAVIMÉTRICA

A análise gravimétrica revelou que os RCD-R ensaiados são compostos praticamente por materiais inertes, apresentando não mais que 1,31% de metal e outros materiais (madeira, plástico, papel, etc.). As Figuras 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4 apresentam imagens da porção do material ensaiado retida na peneira 4,8 mm ensaiado.



Figura 4.1. Material retido na peneira de abertura 4,8 mm (RCD-R 01)

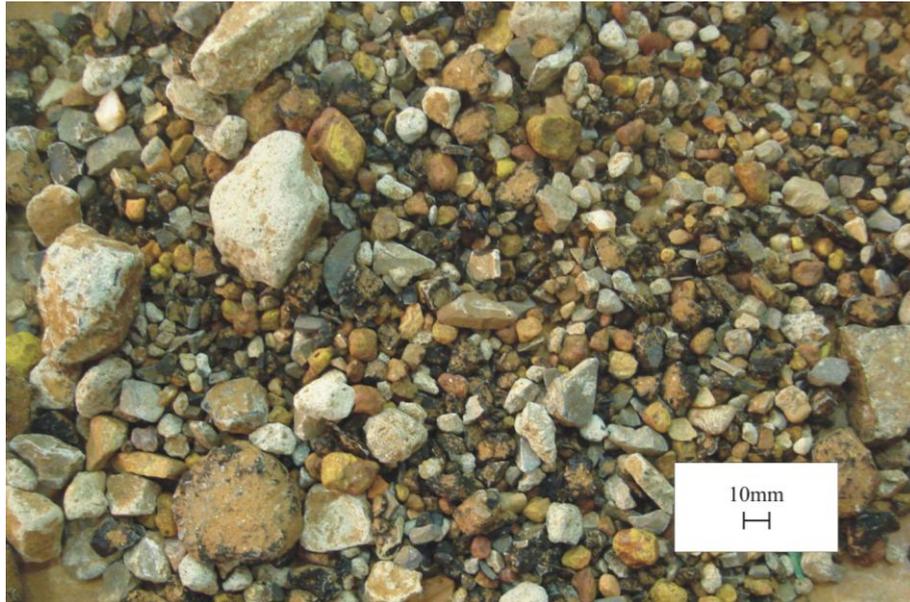


Figura 4.2. Material retido na peneira de abertura 4,8 mm (RCD-R 02)



Figura 4.3. Material retido na peneira de abertura 4,8 mm (RCD-R 03)



Figura 4.4. Material retido na peneira de abertura 4,8 mm (RCD-R 04)

Observou-se que os RCD-R coletados na UREB são compostos predominantemente por solo (material passante na peneira 4,8 mm), com participação em massa deste material representado 63,9%, 68,3% e 65,3 da composição do RCD-R 01, RCD-R 02 e RCD-R 03, respectivamente. Já o RCD-R 04, coletado no canteiro de obra da Construtora Porto Belo, apresentou a participação em massa predominante de concreto (56,3%), o que era esperado, uma vez que esse resíduo foi oriundo de processo de demolição de estruturas de concreto armado. As Figuras 4.16, 4.17, 4.18 e 4.19 apresentam as composições gravimétricas das amostras ensaiadas. A Tabela 4.1 apresenta o resultado das análises gravimétricas executadas.

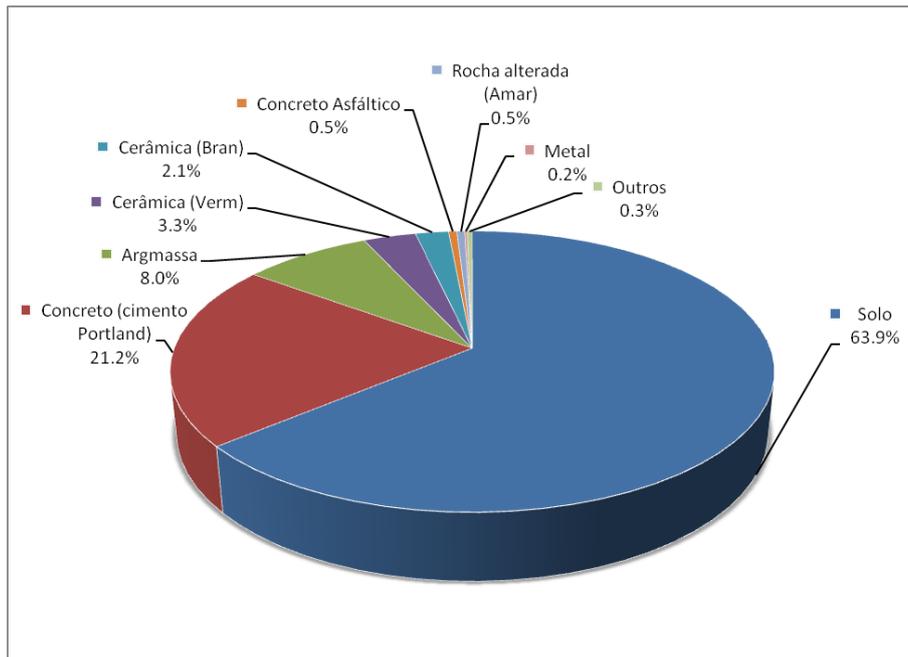


Figura 4.5. Análise gravimétrica do RCD-R 01.

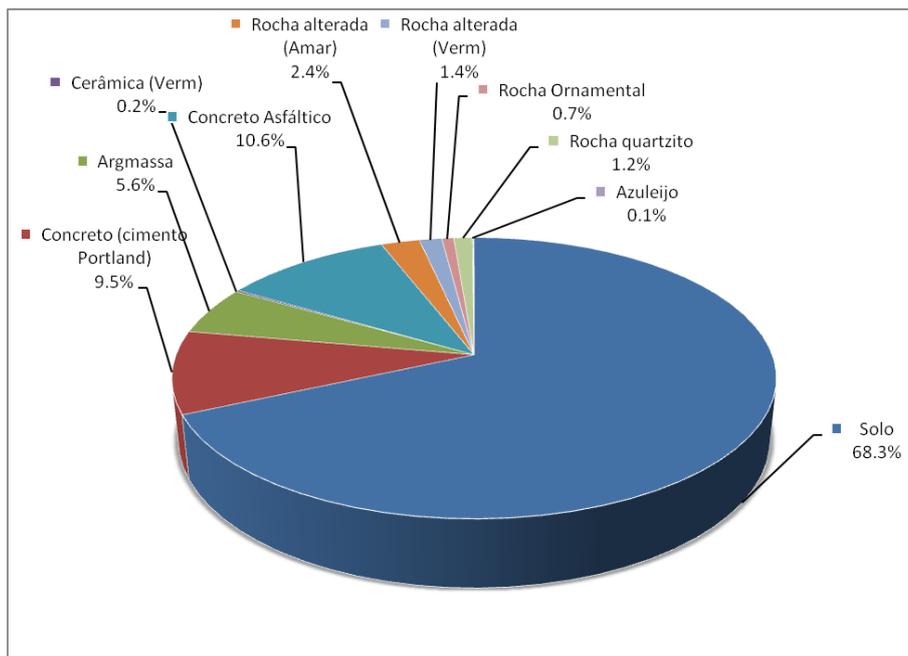


Figura 4.6. Análise gravimétrica do RCD-R 02.

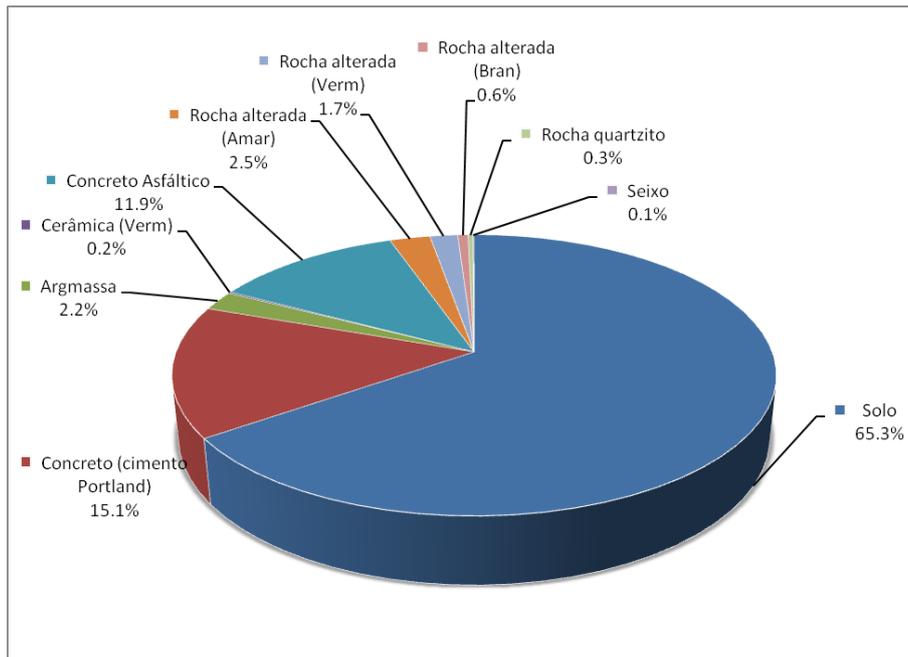


Figura 4.7. Análise gravimétrica do RCD-R 03.

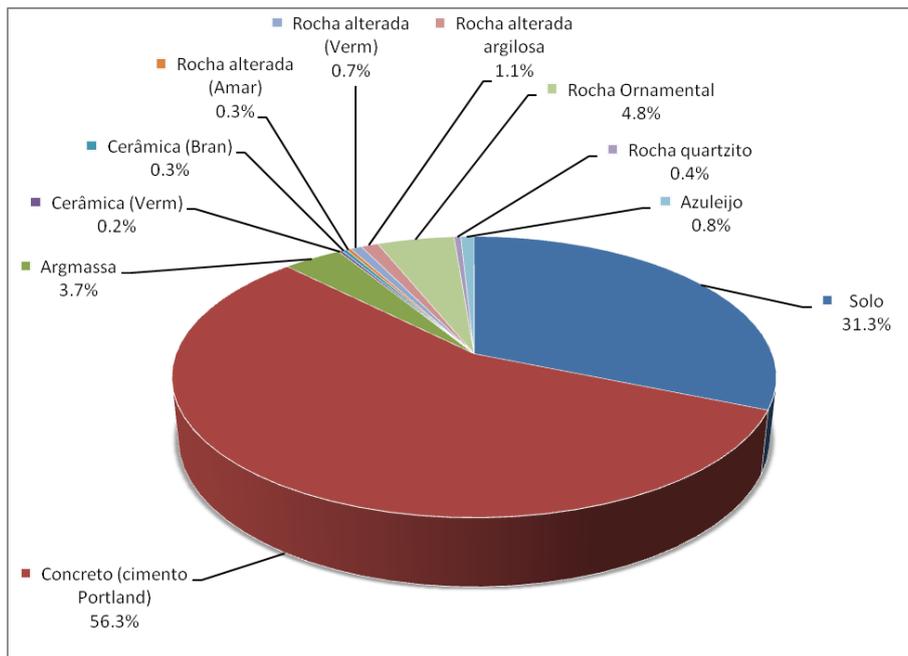


Figura 4.8. Análise gravimétrica do RCD-R 04.

Tabela 4.1. Resultados da classificação gravimétrica.

Material	Participação em massa			
	(%)			
	RCD-R 01	RCD-R 02	RCD-R 03	RCD-R 04
Solo (RCD-R passante # 4,8mm)	63,88	69,28	65,28	31,31
Concreto	21,21	9,52	15,14	56,30
Argamassa	8,04	5,56	2,24	3,69
Cerâmica (Vermelha)	3,30	0,19	0,17	0,23
Cerâmica (Branca)	2,08	N.P.	N.P.	0,30
Concreto asfáltico	0,52	10,60	11,87	N.P.
Rocha alterada (Amarela)	0,49	2,42	2,53	0,29
Rocha alterada (Vermelha)	N.P.	1,41	1,74	0,71
Rocha alterada (Branca)	N.P.	N.P.	0,65	N.P.
Rocha alterada argilosa	N.P.	N.P.	N.P.	1,07
Rocha ornamental	N.P.	0,75	N.P.	4,83
Rocha quartzito	N.P.	1,16	0,30	0,42
Seixo	N.P.	N.P.	0,07	N.P.
Azulejo	N.P.	0,06	N.P.	0,84
Metal	0,16	N.P.	N.P.	N.P.
Outros	0,32	0,05	N.P.	0,02

Legenda: N.P. = Não presente

A análise da participação de concreto de cimento Portland, argamassa e concreto asfáltico na composição das amostras coletadas na UREB revelou que estes materiais representam 29,77%, 25,68% e 29,25% da massa total do RCD-R 01, RCD-R 02 e RCD-R 03, respectivamente. Estes resultados revelam que, em média, cerca de 28,23% do RCD-R produzido na UREB é composto por materiais tidos como nobres nas usinas de reciclagem, os quais poderiam ser empregados na produção de agregados de RCD-R, caso fossem adotados procedimentos de beneficiamento na usina. O RCD-R 04 – com 56,3 % de concreto de cimento Portland na sua composição – apresentou um alto potencial para o seu emprego na produção agregado de RCD-R.

4.1.2 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

Os resultados das análises granulométricas dos RCD-R revelaram que, apesar da falta de procedimentos estabelecidos para o beneficiamento, as amostras coletadas na UREB (RCD-R 1, 2 e 3) apresentaram uma baixa variabilidade entre as suas curvas granulométricas (Figura 4.9), podendo ser classificadas como uma areia pedregulhosa. Essa baixa variabilidade está em acordo com o observado por Santos (2007) e, dentre as razões para tal podem ser citadas:

- o material coletado na UREB ser o produto da britagem de um RCD usualmente classificado nas usinas de beneficiamento como “misto” (composto predominantemente por solo e, em menor quantidade, por concreto, cerâmica, rocha, etc.), empregado para a produção de “bica-corrida” de RCD;
- a manutenção da abertura do britador.

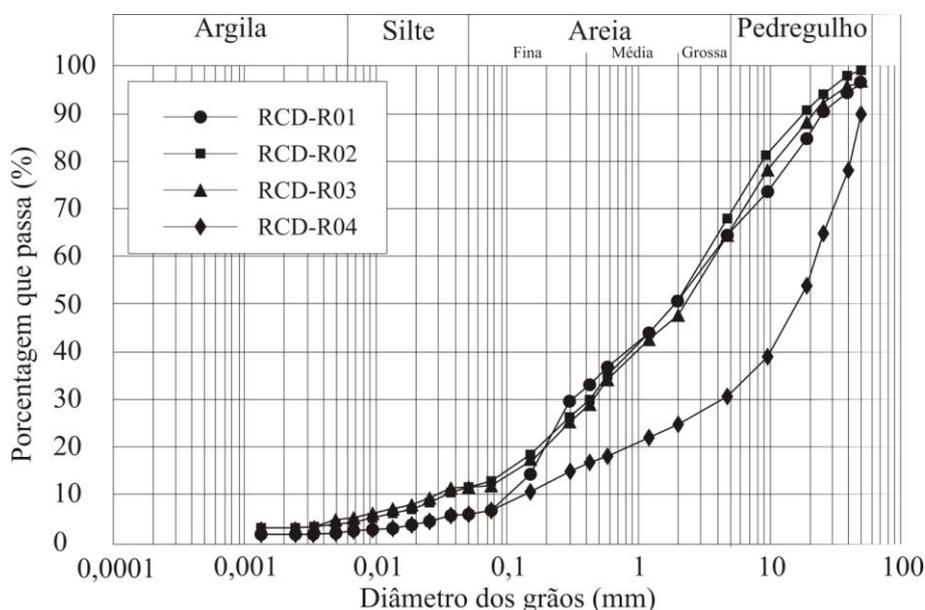


Figura 4.9. Curvas granulométricas dos RCD-R.

O RCD-R 04, coletado na obra da Construtora Porto Belo, apresenta-se como um pedregulho arenoso, com cerca de 70% da sua massa retida na peneira de abertura 4.8mm. Este resultado apresenta-se coerente, uma vez que o material é produto da britagem de

resíduos de demolição com o emprego de um equipamento móvel (acoplado a uma retroescavadeira), utilizado para uma britagem primária, com a finalidade de apenas reduzir o tamanho da partículas do material que posteriormente é submetido ao beneficiamento propriamente dito (com britagem, separação de peças de metal e peneiramento).

4.1.3 CLASSIFICAÇÃO MCT

A suspeita do RCD-R passante na peneira de 0,42 mm de abertura de malha apresentar um comportamento laterítico foi confirmada após a realização da identificação do grupo MCT, por meio do método expedito. O comportamento laterítico observado demonstra que a parcela mais fina do RCD-R pode ser fortemente influenciado pelas características do solo da região onde ele é beneficiado (Tabela 4.2).

Tabela 4.2. Resumo dos resultados obtidos na classificação MCT.

Amostra	Plasticidade	c'	Resistência ao esmagamento (esfera seca)	Penetração (mm)	Grupo MCT
RCD-R 01	Não plástico	0,52	Média	< 2,0	LA – LA'
RCD-R 02	Média	1,43	Muito alta	< 2,0	LA' – LG'
RCD-R 03	Média	1,35	Muito alta	< 2,0	LA' – LG'
RCD-R 04	Média	1,23	Muito alta	< 2,0	LA'

Legenda: LA = areia laterítica; LA' = solo arenoso laterítico; LG' = solo argiloso laterítico.

Embora esse resultado seja – em função do exposto no item 2.3.2 – bastante interessante para o emprego dos RCD-R ensaiados como material de aterro, faz-se necessário chamar a atenção para a retração – típica dos solos lateríticos – e eventuais ocorrências de trincas na superfície do maciço reforçado, as quais poderia contribuir para a infiltração de água no interior do maciço.

4.1.4 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

Os ensaios de compactação foram realizados no material seco até a umidade higroscópica, com o reuso do material e sem o período de 24 horas de cura após a adição da

água. Optou-se por esse procedimento com o intuito de simular o que aconteceu no experimento de campo. O RCD-R 04 não foi ensaiado, dado que ele apresentou um percentual de aproximadamente 47% da sua massa retida na peneira de abertura 19 mm, sendo assim não recomendado ensaiá-lo de acordo com o método de ensaio de compactação de solos.

Durante a realização do ensaio, observou-se a dificuldade de compactar o segundo ponto a partir da umidade ótima. O material apresentou-se muito úmido e com baixa trabalhabilidade. Acredita-se que isso foi um reflexo da decisão de não aguardar o período de cura de 24h, para a uniformização da umidade. Diante dessa evidência de dificuldade em se uniformizar a umidade do RCD-R, recomenda-se para o seu emprego em obras:

- umedecimento prévio do material, se possível 24 horas antes, a ser submetido à compactação;
- adoção de umidades de compactação abaixo da ótima.

A Figura 4.10 e a Tabela 4.3 apresentam as curvas de compactação e os valores obtidos nos ensaios de compactação dos RCD-R.

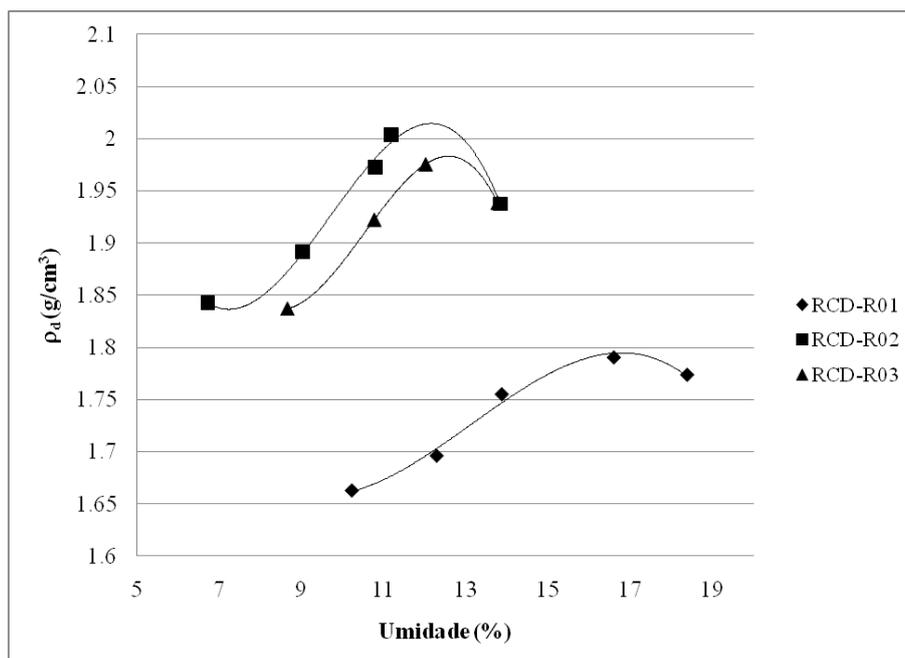


Figura 4.10. Curvas de compactação dos RCD-R.

A análise dos resultados mostra que o RCD-R 01 apresentou valores de massa específica e de umidade, respectivamente, inferior e superior em relação às demais amostras. Esta diferença nítida pode ser explicada pelo fato do RCD-R 01 ter mostrado uma maior participação de argamassa e de cerâmicas (13,42% da massa total) em comparação com os

RCD-R 02 e RCD-R 03 (5,75% e 2,41%, respectivamente). Os resultados dos ensaios de compactação fornecem um valor médio de $\rho_{d \max}$ igual a $1,93 \text{ g/cm}^3$, com um coeficiente de variação de 6,4%. O valor médio das w_{ot} foi de 13,7%, com um coeficiente de variação igual a 18,2%.

Tabela 4.3. Resultado dos ensaios de compactação.

Amostra	$\rho_{d \max}$ (g/cm^3)	w_{ot} (%)
RCD-R 01	1,79	16,6
RCD-R 02	2,02	12,0
RCD-R 03	1,98	12,6
RCD-R 04	N.A	N.A

Legenda: N.A. = não se aplica.

4.1.5 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (EQUIPAMENTO DE GRANDES DIMENSÕES)

Verificou-se que todas as amostras ensaiadas apresentaram comportamento tensão versus deslocamento sem observação de pico de resistência, com o crescimento da tensão até um dado valor a partir do qual as deformações crescem praticamente sem variações de tensão (Figuras 4.11, 4.12 e 4.13).

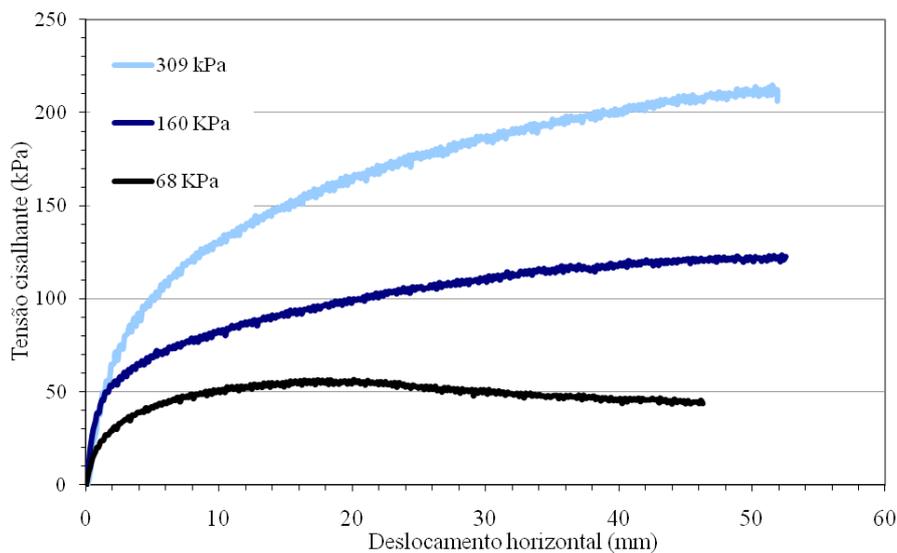


Figura 4.11. Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do RCD-R 01.

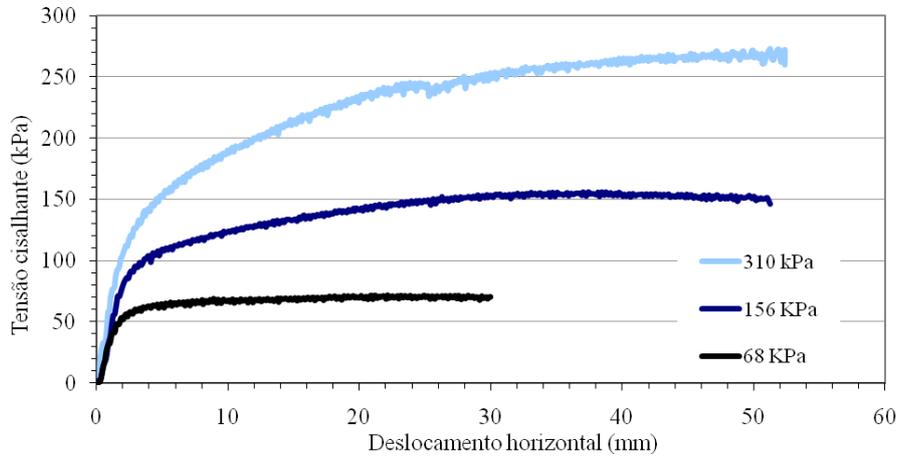


Figura 4.12. Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do RCD-R 02.

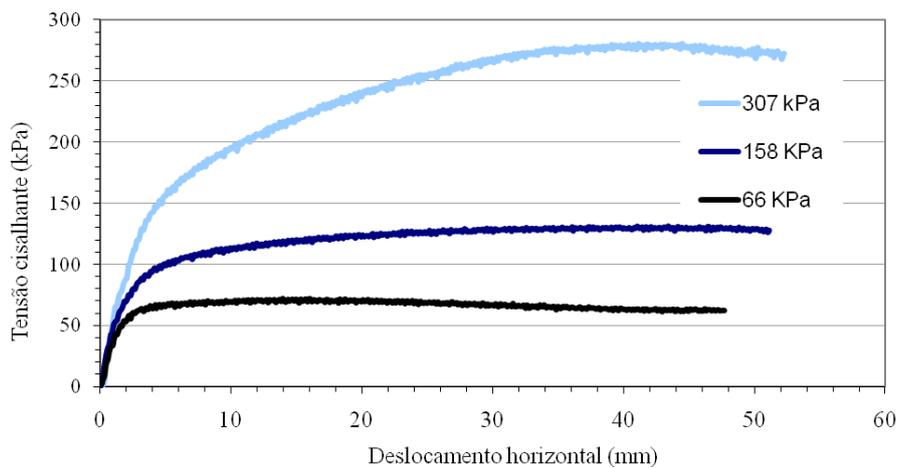


Figura 4.13. Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do RCD-R 03.

Observou-se que o RCD-R 01 apresentou dilatância apenas para a tensão normal mais baixa. Os RCD-R 02 e RCD-R 03 apresentaram dilatância para as duas tensões normais mais baixas; para a tensão mais elevada, verificou-se contração seguida de leve dilatância próximo ao final do curso do equipamento. As Figuras 4.14, 4.15 e 4.16 mostram as curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal obtidas na realização do ensaio de cisalhamento direto.

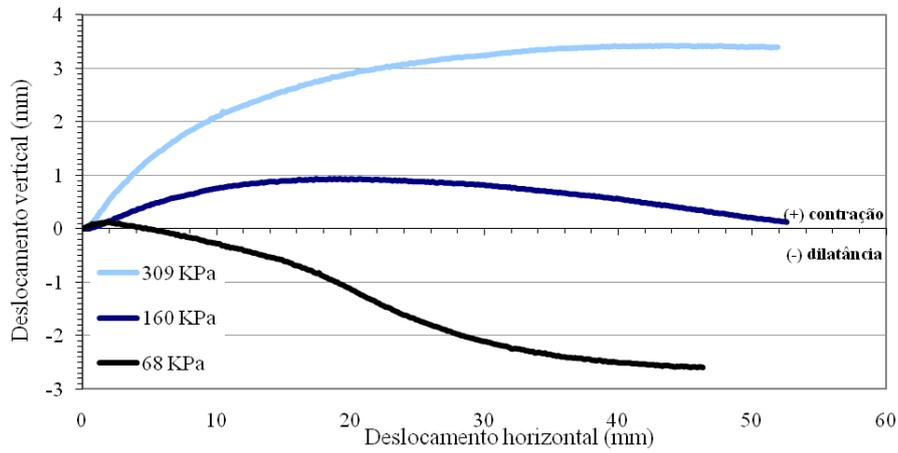


Figura 4.14. Curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal do RCD-R 01.

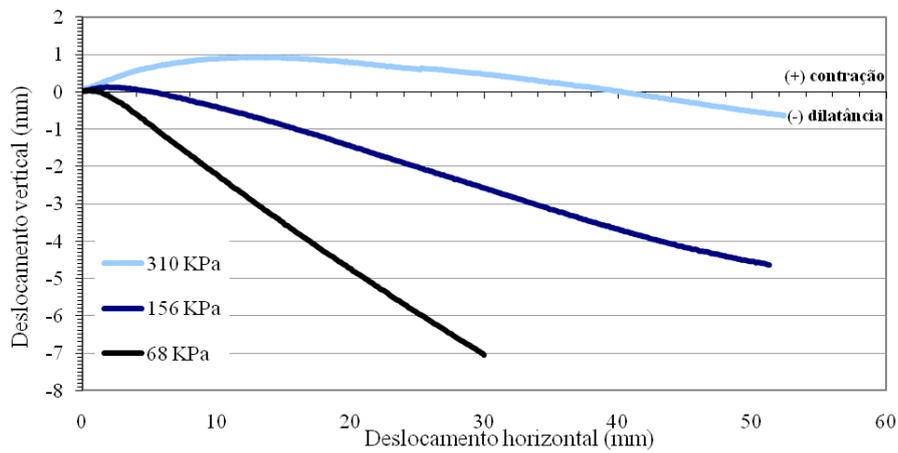


Figura 4.15. Curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal do RCD-R 02.

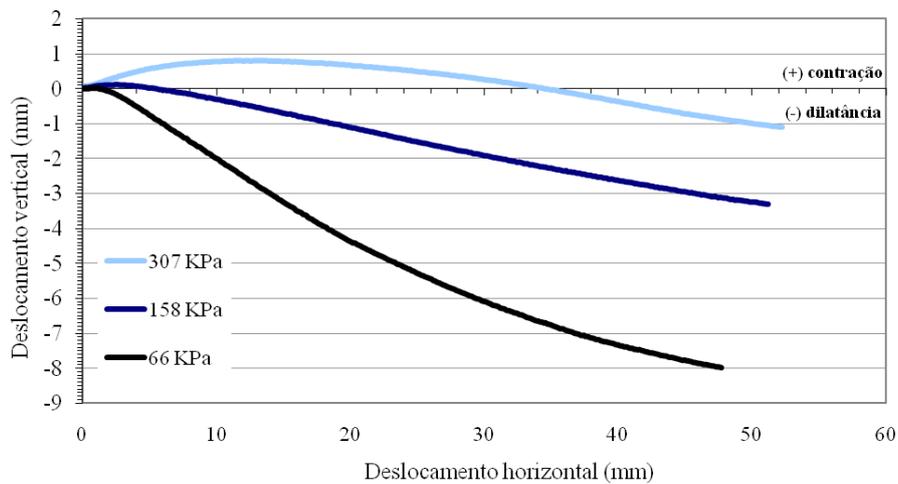


Figura 4.16. Curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal do RCD-R 03.

A partir das curvas tensão versus deslocamento, foram traçadas as envoltórias de resistência apresentadas nas Figuras 4.17, 4.18 e 4.19. Os resultados de parâmetros de resistência do RCD-R são resumidos na Tabela 4.4.

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto revelaram que o RCD-R apresenta um valor médio de ângulo de atrito igual a $37,9^\circ$, com coeficiente de variação de 11,4%. O valor médio de coesão foi de 14 kPa, com coeficiente de variação igual a 51,9%. Vale ressaltar que esses parâmetros foram obtidos por meio da realização de ensaios com múltiplos estágios, os quais fornecem valores de parâmetros de resistência abaixo daqueles obtidos em ensaios convencionais.

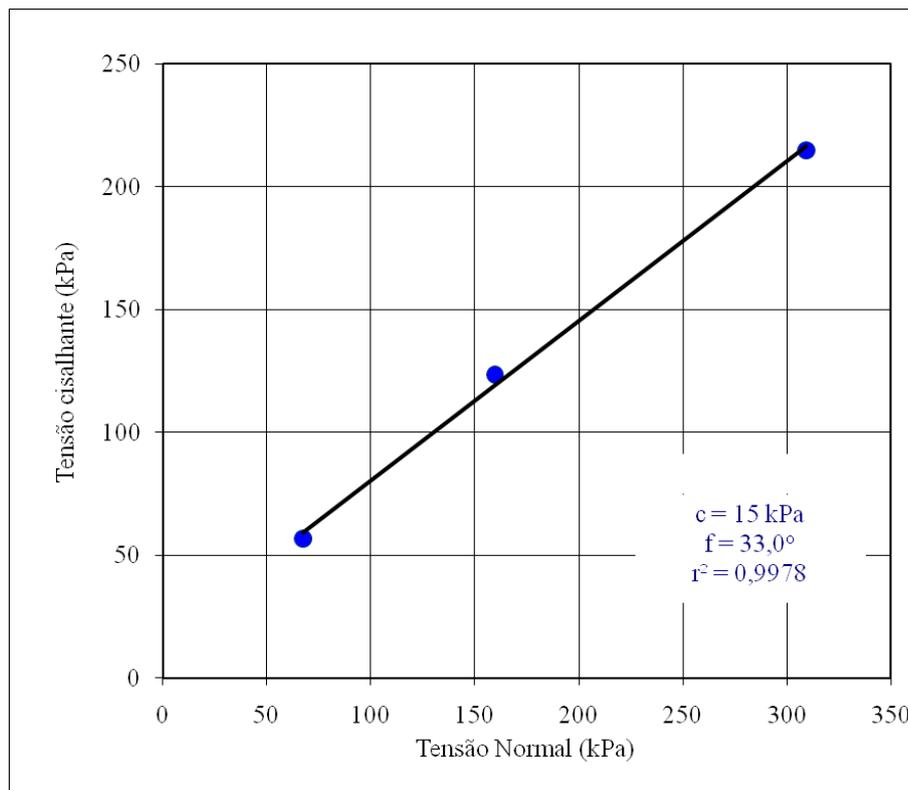


Figura 4.17. Envoltória de resistência do RCD-R 01.

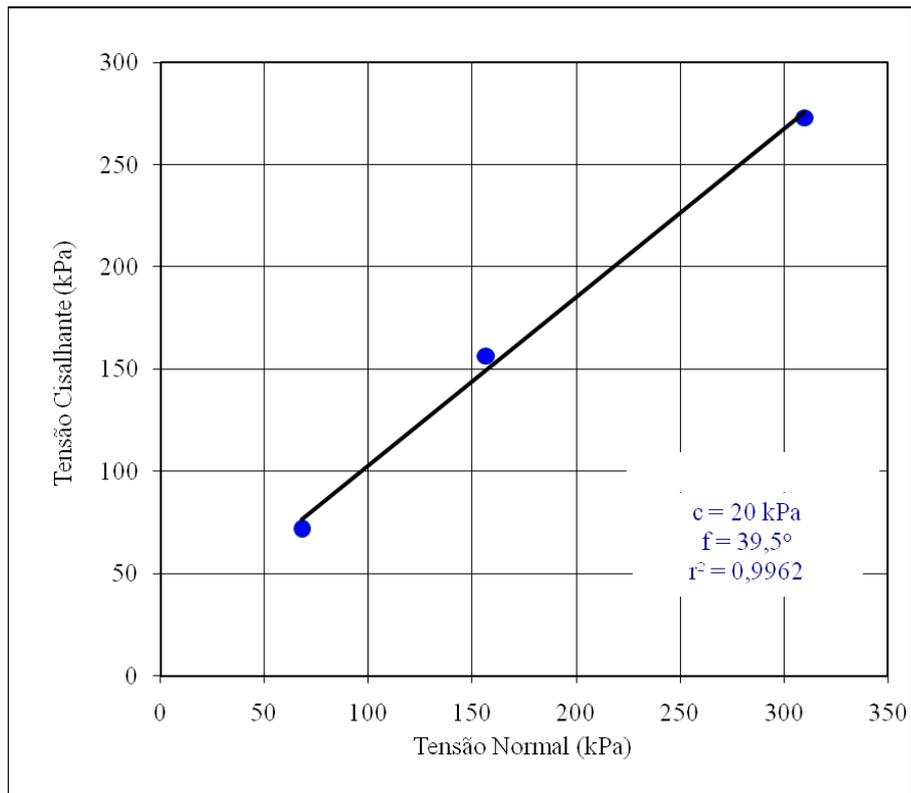


Figura 4.18. Envoltória de resistência do RCD-R 02.

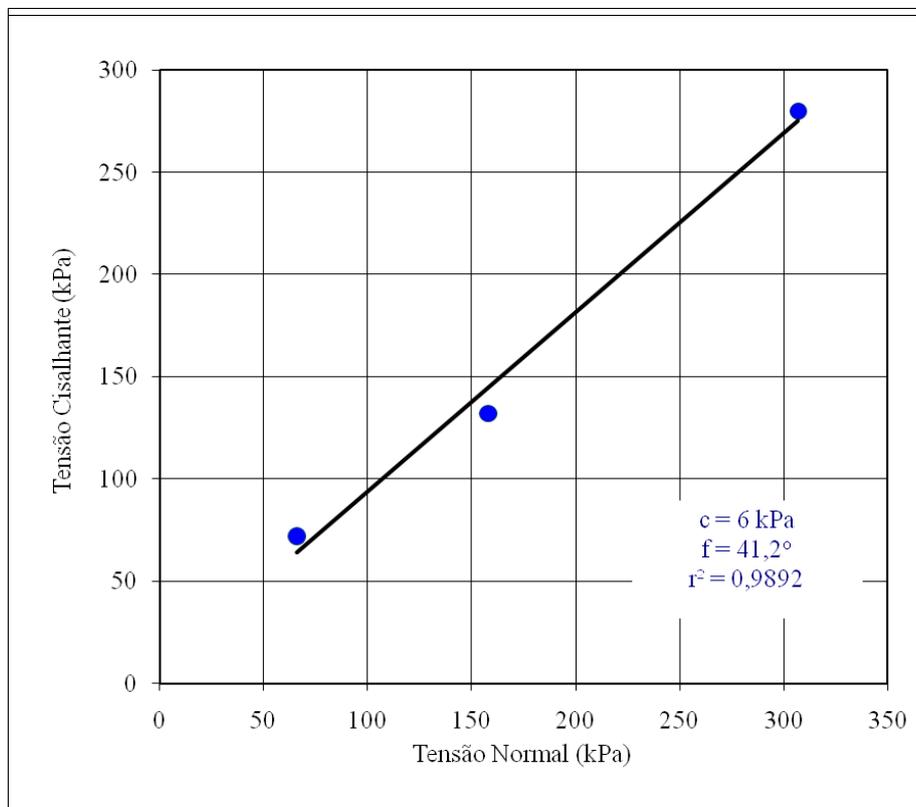


Figura 4.19. Envoltória de resistência do RCD-R 03.

Tabela 4.4. Resumo dos parâmetros obtidos a partir das envoltórias de resistência.

Amostra	ϕ ($^{\circ}$)	C (kPa)
RCD-R 01	33,0	15
RCD-R 02	39,5	20
RCD-R 03	41,2	6
RCD-R 04	N.A	N.A

4.2 PH

Embora os solos utilizados em ESR com geossintéticos normalmente não passem por uma prévia análise química, este procedimento faz-se necessário diante da proposta do uso de RCD-R como material de aterro.

Tendo em vista que este ensaio foi realizado como parte da investigação de eventuais danos químicos que poderiam ser gerados pelo RCD-R nos reforços poliméricos, as amostras ensaiadas foram obtidas no momento de exumação dos corpos-de-prova de reforços submetidos à compactação com rolo leve durante a construção dos Muros 1 e 2. Dessa forma, 5 (cinco) amostras do RCD-R 04 foram submetida ao ensaio de pH em água destilada. Os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5. Resultado dos ensaios de pH.

Amostra	pH	Temperatura ($^{\circ}$)
RCD-R 04-1	8,80	25
RCD-R 04-2	8,85	25
RCD-R 04-3	8,87	25
RCD-R 04-4	8,82	25
RCD-R 04-5	8,88	25

Verifica-se que o RCD-R 04 revelou um valor médio de pH igual a 8,84, com o coeficiente de variação de 0,4%. O resultado apresenta-se coerente, uma vez que a presença

de concreto e argamassa na composição do RCD-R tende elevar o valor do seu pH. No entanto, observa-se que o extrato aquoso do RCD-R 04, apesar de alcalino, está abaixo do limite recomendado – pH igual a 10 – para o uso em ESR com poliéster.

4.3 ANÁLISE DOS DANOS MECÂNICOS E QUÍMICOS NOS GEOSSINTÉTICOS

As curvas carga versus deformação obtidas a partir do ensaio de tração não confinada, realizados para a determinação dos danos mecânico e químico-mecânico no geotêxtil empregado na construção do Muro 2, são apresentadas pelas Figuras 4.20, 4.21, 4.22 e 4.23. A Tabela 4.6 apresenta um resumo dos resultados obtidos para o geotêxtil ensaiado.

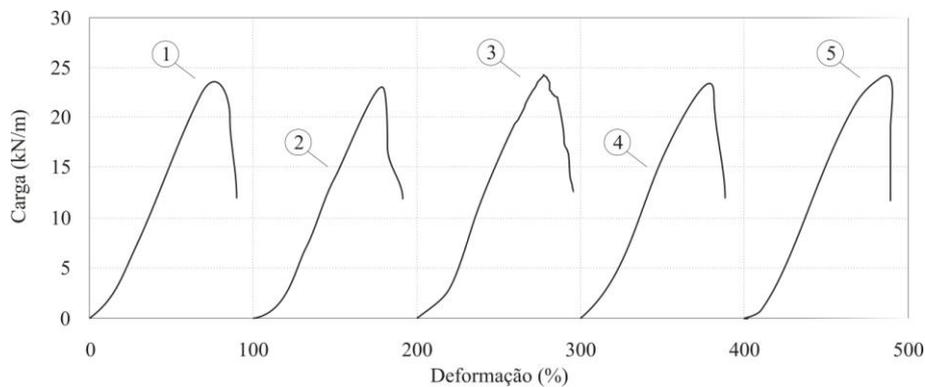


Figura 4.20. Curvas carga versus deformação das amostras de geotêxtil virgens.

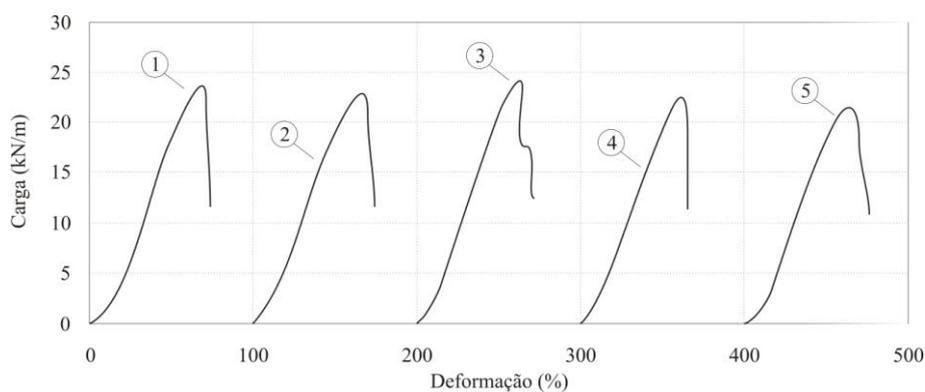


Figura 4.21. Curvas carga versus deformação das amostras de geotêxtil submetidas a danos mecânicos com rolo.

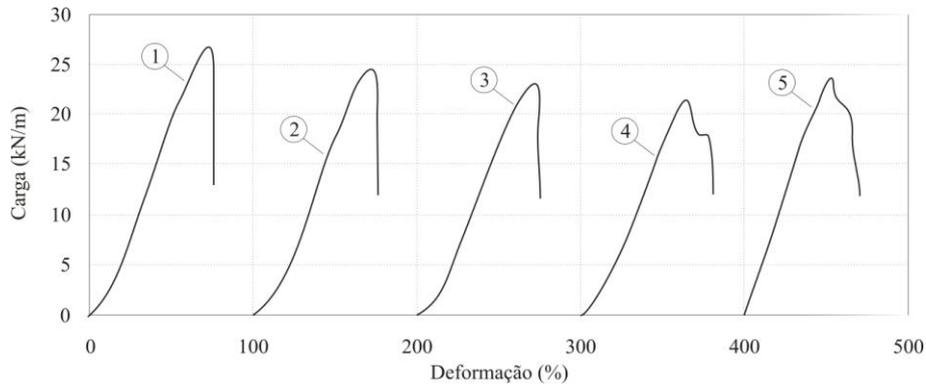


Figura 4.22. Curvas carga versus deformação das amostras de geotêxtil submetidas a danos mecânicos com compactador tipo sapo.

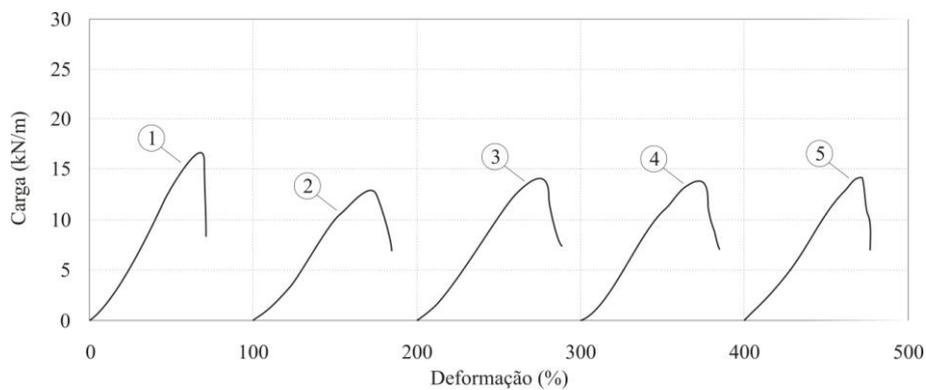


Figura 4.23. Curvas carga versus deformação das amostras de geotêxtil exumadas – submetidas a danos mecânicos com rolo e enterradas por 15 meses.

Tabela 4.6. Resumo dos ensaios de tração não confinada (geotêxtil)

Amostra	Força Média (kN/m)	Coef. Variação (%)	Deformação	
			Média (%)	Coef. Variação (%)
Virgem	24,01	2,27	80,47	4,98
Rolo	23,33	3,62	65,75	3,69
“Sapo”	23,99	7,48	67,70	12,55
Exumada	14,66	9,33	72,66	3,68

Apesar das amostras danificadas mecanicamente terem apresentado valores médios de resistência inferiores ao da amostra virgem, tais valores encontram-se dentro do intervalo de confiança da média da resistência da amostra virgem ($23,10 \text{ kN/m} < F_0 < 24,92 \text{ kN/m}$, para um nível de confiança de 98%). Por outro lado, as amostras exumadas – submetidas a danos mecânicos durante a construção do muro e enterrada no RCD-R por 15 (quinze) meses – apresentaram uma significativa redução de resistência com relação às amostras virgens.

De posse dos valores médios de resistência à tração constantes na Tabela 4.5 (apresentada acima) e do intervalo de confiança da média da resistência da amostra virgem, foram calculados os fatores de redução apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7. Fatores de redução de resistência do geotêxtil submetido a danos causados pelo RCD-R.

Amostra	Fator de redução
Rolo	1,00
'Sapo'	1,00
Exumada	1,64

Observa-se que, considerados os critérios apresentados no item 3.2, o geotêxtil não sofreu danos mecânicos para ambos os métodos de compactação, nas condições de ensaio realizadas. Contudo, as amostras exumadas – submetidas à compactação com rolo e ao contato com o RCD-R – apresentaram uma significativa queda de resistência, sendo observado um valor de fator redução global (incluindo danos mecânicos e químicos) superior ao produto dos fatores individuais ($f_{dm} \times f_{amb} = 1,30 \times 1,10 = 1,43$) apresentados no item 2.3.6.

Considerando que o polipropileno – polímero empregado na fabricação do geotêxtil – apresenta-se resistente para os níveis de pH do RCD-R (pH médio de 8,84), acredita-se que variações de temperatura possam também ter influenciado na intensificação dos danos, uma vez que as amostras exumadas estavam enterradas a uma profundidade de apenas 0,40 m.

Tendo em vista que a determinação de fatores de redução para fins práticos exigiria a execução de ensaios com um número maior e diversos cenários de danificação, os fatores apresentados na Tabela 4.7 devem ser utilizados apenas como norteadores para novas investigações.

As Figuras 4.24, 4.25, 4.26 e 4.27 apresentam as curvas carga versus deformação obtidas a partir do ensaio de tração não confinada, realizados para a determinação dos danos mecânico e químico-mecânico na geogrelha empregada na construção do Muro 1.

A partir dos valores médios de resistência apresentados pela geogrelha em cada cenário, sendo considerados os critérios apresentados no item 3.2, verifica-se que as amostras submetidas à compactação com rolo apresentaram uma redução de resistência de aproximadamente 11% em relação às amostras virgens. Essa redução revelou-se maior (aproximadamente 22%) nas amostras compactadas com compactador tipo sapo. As amostras exumadas (danificadas com rolo e enterradas no RCD-R por 15 meses) apresentaram uma redução de resistência de 7% em comparação com as amostras apenas danificadas pelo rolo (Tabela 4.8).

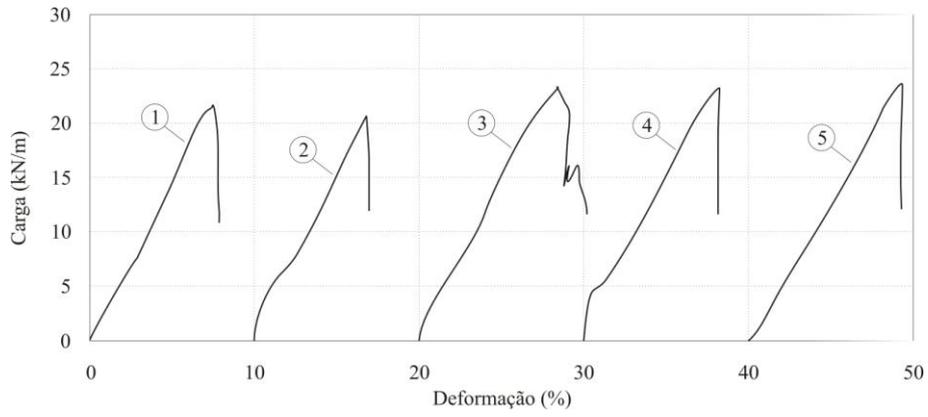


Figura 4.24. Curvas carga versus deformação das amostras de geogrelha virgens.

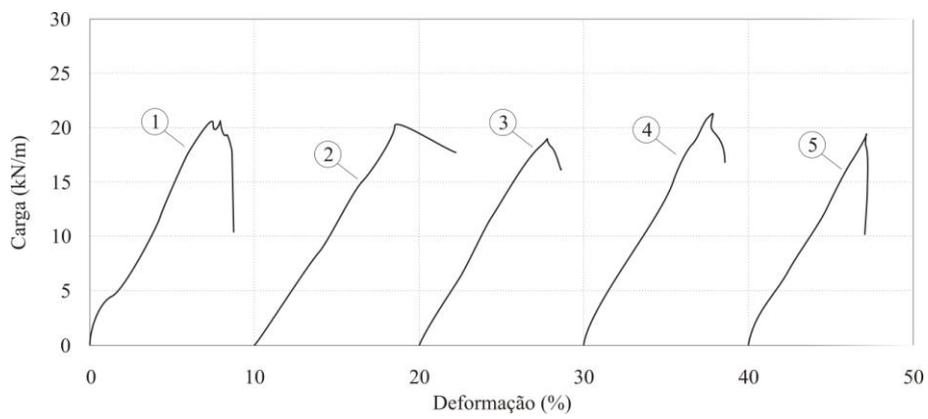


Figura 4.25. Curvas carga versus deformação das amostras de geogrelha submetidas a danos mecânicos com rolo.

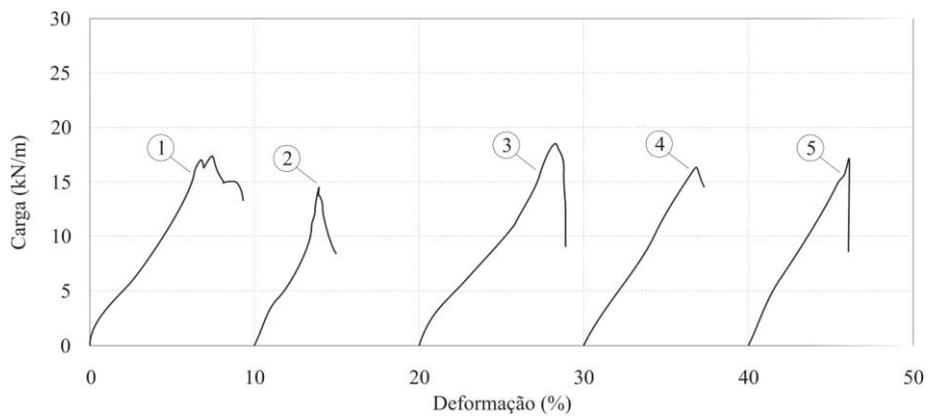


Figura 4.26. Curvas carga versus deformação das amostras de geogrelha submetidas a danos mecânicos com compactador tipo sapo.

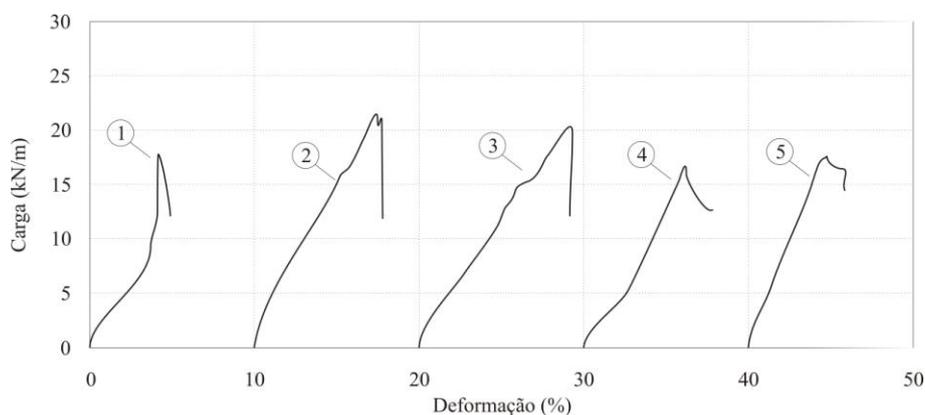


Figura 4.27. Curvas carga versus deformação das amostras de geogrelha exumadas – submetidas a danos mecânicos com rolo e enterradas por 15 meses.

Tabela 4.8. Resumo dos ensaios de tração não confinada (geogrelha)

Amostra	Força Média (kN/m)	Coef. Variação (%)	Deformação	
			Média (%)	Coef. Variação (%)
Virgem	22,70	5,82	8,06	11,82
Rolo	20,26	5,64	7,78	7,71
“Sapo”	17,77	8,87	6,45	31,27
Exumada	18,84	10,62	6,35	31,14

Essa redução “adicional” de resistência pode ser explicada pelo fato das amostras exumadas terem permanecido enterradas em um meio alcalino – pH médio de 8,84. Apesar das recomendações indicarem o pH de 10 como sendo o máximo recomendado para o uso de geossintéticos de poliéster, o dado mecânico contribui com uma maior exposição das fibras de poliéster, possibilitando, assim, a ocorrência de uma sinergia capaz de potencializar os danos sofridos pelo elemento de reforço. Além deste fato, as variações de temperatura – dado que as amostras ficaram enterradas a uma profundidade de apenas 0,40 m – pode ter contribuído para a intensificação dos danos.

De posse dos valores contidos na Tabela 4.8 (apresentada acima) e do intervalo de confiança da média da resistência da amostra virgem ($20,92 \text{ kN/m} < F_0 < 24,47 \text{ kN/m}$, para um nível de confiança de 98%), foram calculados os fatores de redução para a geogrelha ensaiada, os quais são apresentados na Tabela 4.9. Embora os fatores de danos mecânicos e global (incluindo os danos mecânicos e químicos) tenham apresentados valores abaixo dos

mostrados no ítem 2.3.6, vale atentar para o fato de que não houve trânsito de veículos pesados sobre o maciço durante o experimento, o que poderia ocorrer em uma obra real.

Tabela 4.9. Fatores de redução de resistência da geogrelha submetida a danos causados por RCD-R.

Amostra	Fator de redução
Rolo	1,12
'Sapo'	1,28
Exumada	1,20

Todas as observações feitas anteriormente sobre a obtenção dos fatores de redução de resistência do geotextil devem ser aplicadas para os fatores de redução de resistência da geogrelha, devendo os fatores apresentados na Tabela 4.9 ser utilizados apenas como norteadores para novas investigações.

4.4 DENSIDADE E UMIDADE DO MATERIAL DE ATERRO DURANTE A CONSTRUÇÃO DOS MUROS

4.4.1 MUROS 1 E 2

Leituras realizadas com um densímetro elétrico durante a construção dos muros revelaram um peso específico médio de $17,8 \text{ kN/m}^3$ (correspondendo a um grau de compactação de 86%), com um coeficiente de variação de 2,4%; e uma umidade média de 6,51%, com um coeficiente de variação de 3,5%. O valor da densidade fornecido pelo densímetro elétrico mostrou-se bastante coerente, uma vez que o peso específico médio obtido por meio da relação entre a massa de RCD-R e o volume da caixa de calibração (Figura 3.47, mostrada anteriormente) foi igual a $17,64 \text{ kN/m}^3$. As Figuras 4.28 e 4.29 apresentam os resultados obtidos de peso específico e umidade ao longo da altura dos muros, respectivamente.

Chama-se a atenção para o fato do uso do densímetro elétrico ter possibilitado o registro da variabilidade do peso específico do RCD-R, a qual, embora já fosse esperada em função dos vários materiais constituintes do RCD-R, deve ser considerada em futuros cálculos e/ou simulações numéricas.

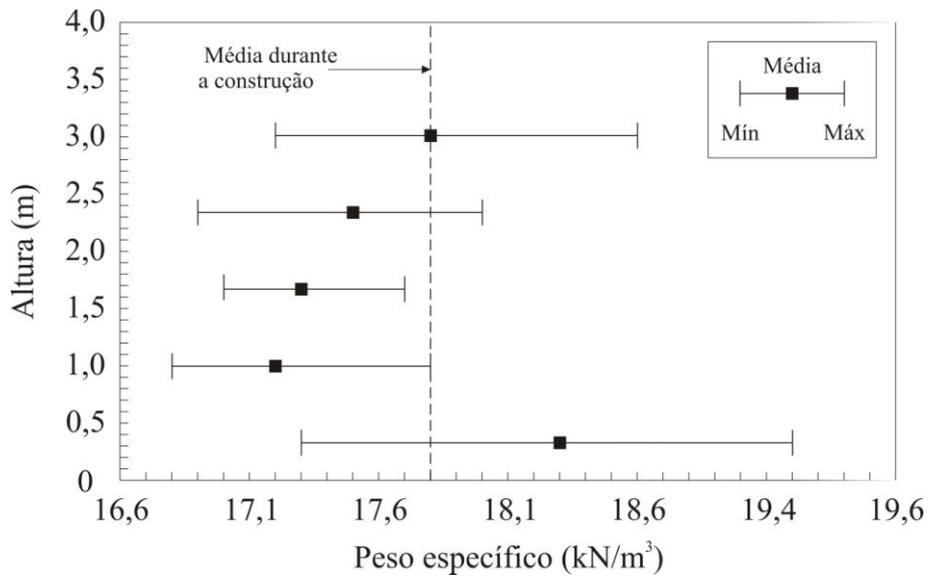


Figura 4.28. Peso específico úmido do RCD-R durante a construção dos Muros 1 e 2.

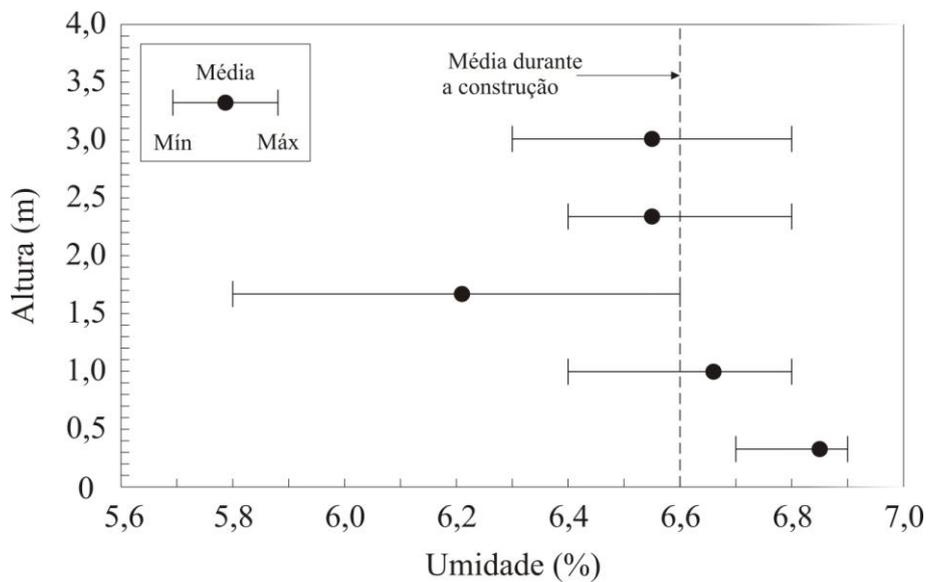


Figura 4.29. Umidade de RCD-R durante a construção dos Muros 1 e 2.

4.4.2 MURO 3

Leituras realizadas com um densímetro nuclear durante a construção do Muro 3 revelou um peso específico médio de $18,56 \text{ kN/m}^3$, com um coeficiente de variação de 3,7% entre as médias de cada camada, e uma umidade média de 10,10%, com um coeficiente de variação de 6,0%. As Figuras 4.30 e 4.31 apresentam os resultados obtidos de peso específico e umidade ao longo da altura do muro, respectivamente.

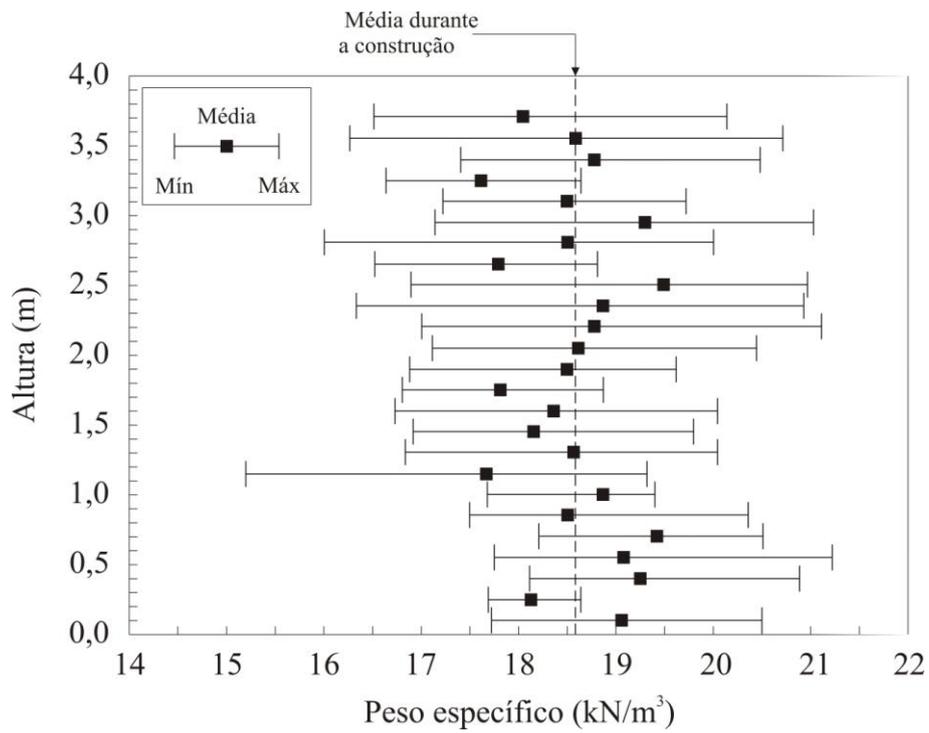


Figura 4.30. Peso específico do silte arenoso durante a construção do Muro 3.

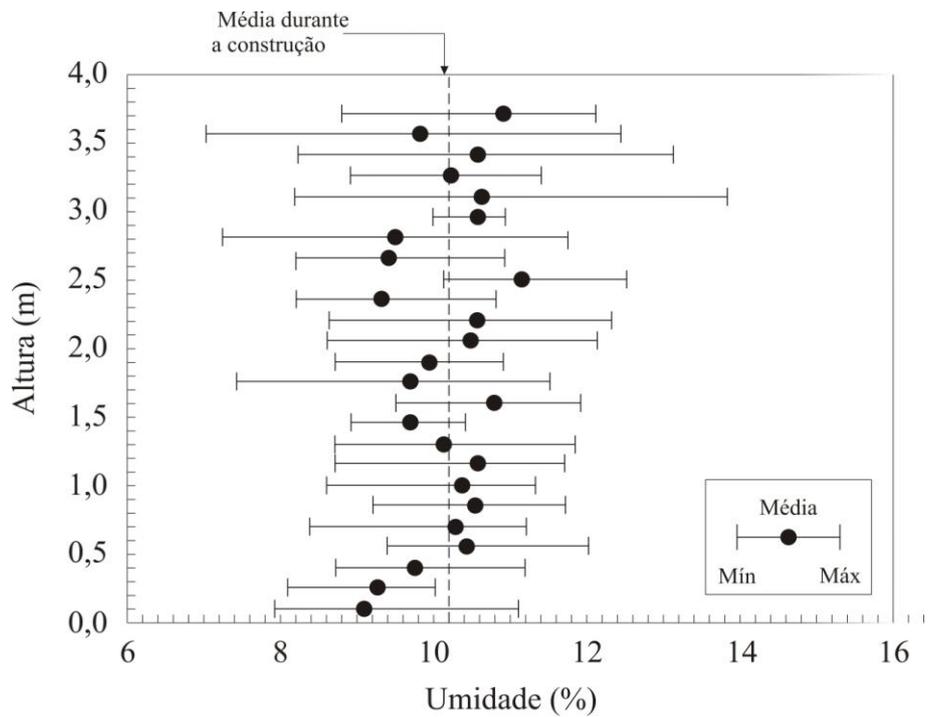


Figura 4.31. Umidade do silte arenoso durante a construção do Muro 3.

5 RESULTADOS E ANÁLISES DOS MUROS 1 E 2

Devido ao fato dos itens de instrumentação terem sido instalados em diferentes datas, todas as análises dos Muros 1 e 2 foram realizadas tomando como data inicial aquela referente ao término da construção.

5.1 RESULTADOS OBTIDOS PARA O MURO 1 (GEOGRELHA)

5.1.1 DESLOCAMENTOS DA FACE

A medida dos deslocamentos horizontais da face, logo após a construção, revelou um deslocamento máximo, em relação à posição da fôrma durante a construção, igual a 106,5 mm (2,95% de altura do muro), registrado na camada #4 da linha oeste (a uma elevação de 55% da altura do muro).

A análise do perfil da face logo após a construção revela que os movimentos aconteceram devido ao embarrigamento das camadas, sendo os maiores deslocamentos registrados na metade inferior de cada camada (Figura 5.1). Esse comportamento já era esperado, dado que ele: i) é típico de ESR com face envelopada e ii) seria influenciado pela decisão de não umedecer o material de aterro durante a construção do muro. Contudo, a significativa diferença entre os perfis das seções da face do muro (oeste, central e leste) pode ser explicada pela presença de pedregulhos do RCD-R próximos à face, o que contribuiu para a formação de uma superfície bastante irregular (Figura 5.2). Embora essa irregularidade tenha afetado apenas o aspecto estético do muro, ela seria facilmente evitada com o uso de um material mais selecionado próximo à face.

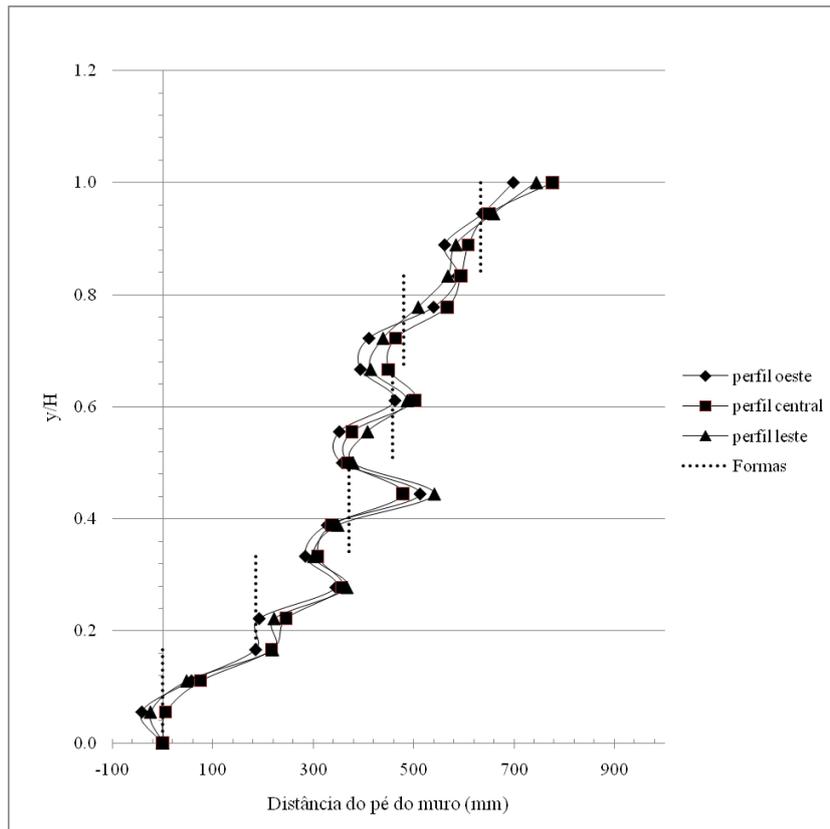


Figura 5.1. Perfil da face do Muro 1 (logo após o término da construção).



Figura 5.2. Irregularidade na face do Muro 1.

Com o propósito de investigar os deslocamentos da face decorrentes do comportamento mecânico do RCD-R em ESR, as análises seguintes foram realizadas tomando o perfil da face logo após a construção como ponto de referência. Optou-se também por mostrar as leituras de todos os pontos ao longo da altura do muro, uma vez que a apresentação apenas dos pontos que sofreram o maior deslocamento em cada camada não possibilitaria avaliar com maior clareza os movimentos da face de cada uma das seções do muro.

A análise dos deslocamentos horizontais da face do Setor Oeste ao longo da altura do muro (H) apresenta um crescimento dos deslocamentos horizontais (δx) a partir do pé do muro até um valor máximo de $\delta x/H$ igual a 4,78% (cerca de 172 mm), a uma elevação (y) de 44% da altura do muro, seguido da redução dos deslocamentos até o topo do muro (com valor negativo de deslocamento) (Figura 5.3). Verifica-se também a continuidade do movimento de embarrigamento das camadas, apontado pelo crescimento dos deslocamentos negativos nos pontos localizados no topo de cada camada – principalmente na metade superior do muro – sem a ocorrência de aumentos de deslocamentos positivos a metade inferior do muro.

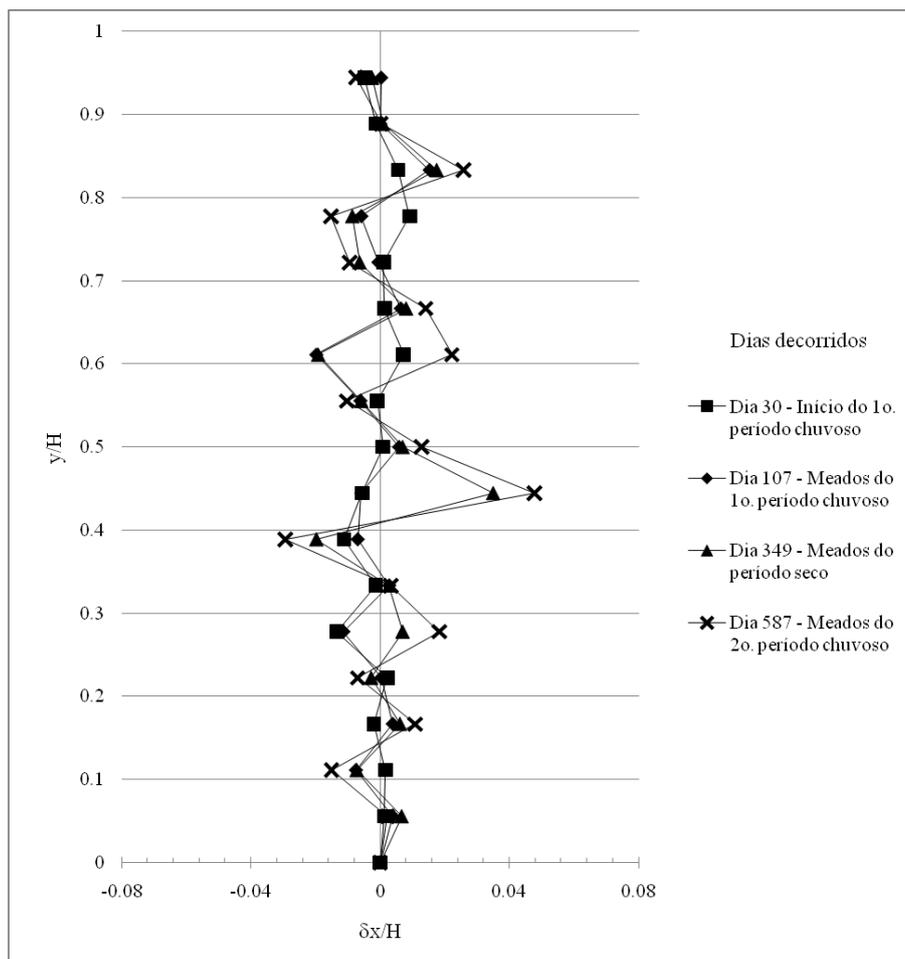


Figura 5.3. Deslocamentos horizontais da face na Seção Oeste (Muro 1).

O efeito da inundação induzida da base do muro mostrou-se mais pronunciado na elevação (y) igual a 61% da altura do muro, com um valor de $\delta x/H$ de 3,86% (aproximadamente 139 mm). A Figura 5.4 apresenta os efeitos da inundação na Seção Oeste. Semelhantemente ao observado durante o monitoramento do muro, os deslocamentos horizontais decorrentes da inundação do solo de fundação apresentaram-se mais evidentes no 1/3 médio da altura do muro, e valores discretos próximos a base e topo do muro.

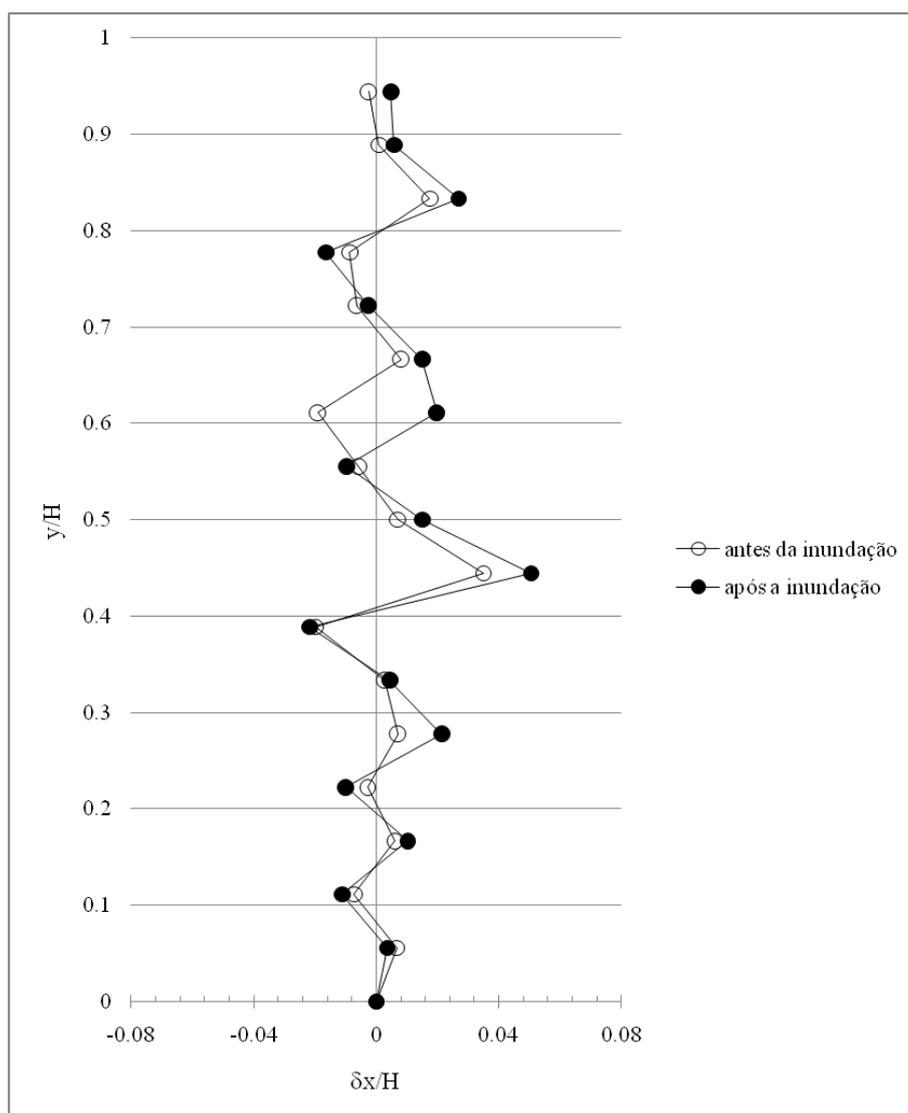


Figura 5.4. Efeito da inundação da base do muro nos deslocamentos horizontais da face na Seção Oeste (Muro 1).

No Setor Central, foi observado o valor máximo de $\delta x/H$ igual a 3,53% (cerca de 127mm), na elevação (y) igual a 44% da altura do muro. Os pontos abaixo desta elevação

apresentaram valores de $\delta x/H$ em torno de 0,58% (cerca de 21mm); os acima apresentaram valores de $\delta x/H$ aproximados de 1,86% (perto de 67mm) (Figura 5.5). Novamente, observa-se a continuidade do movimento de embarrigamento das camadas, apontado pelo crescimento dos deslocamentos negativos nos pontos localizados acima dos pontos de deslocamento positivo, ao longo da altura do muro. O efeito da inundação da base foi mais significativo na elevação (y) igual a 61% da altura do muro, com o valor de $\delta x/H$ igual a 3,25% (cerca de 117mm), como mostrado na Figura 5.6.

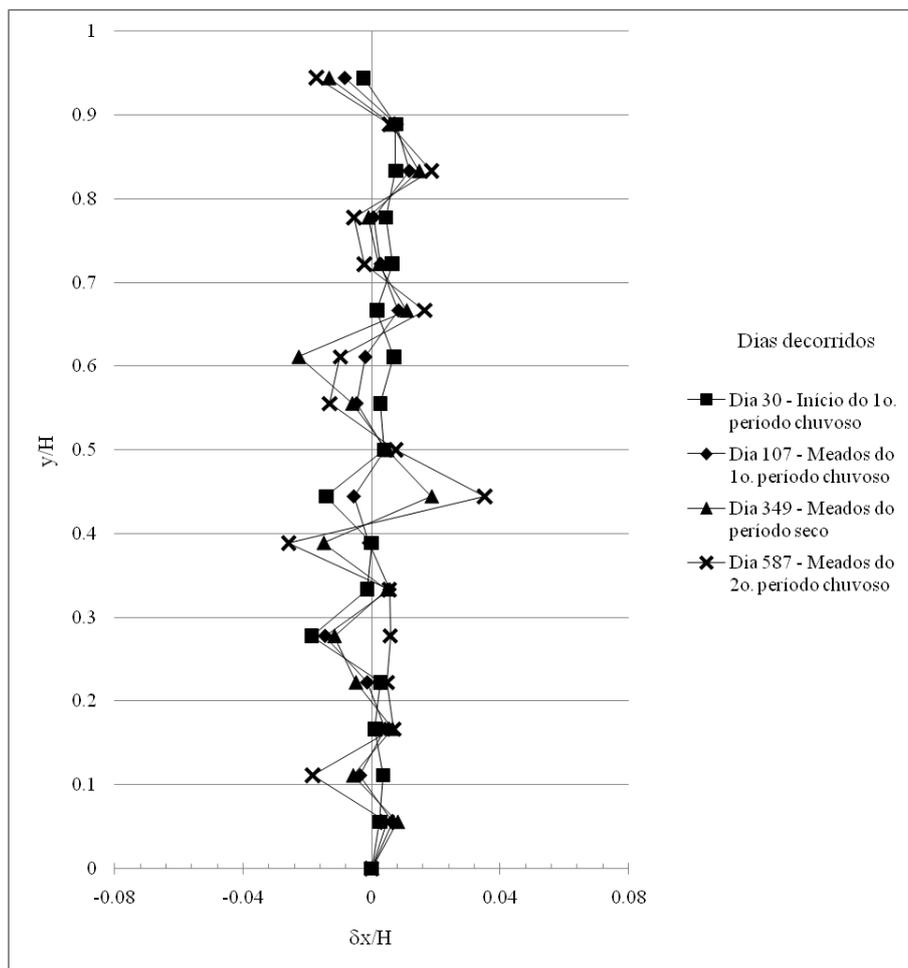


Figura 5.5. Deslocamentos horizontais da face na Seção Central (Muro 1).

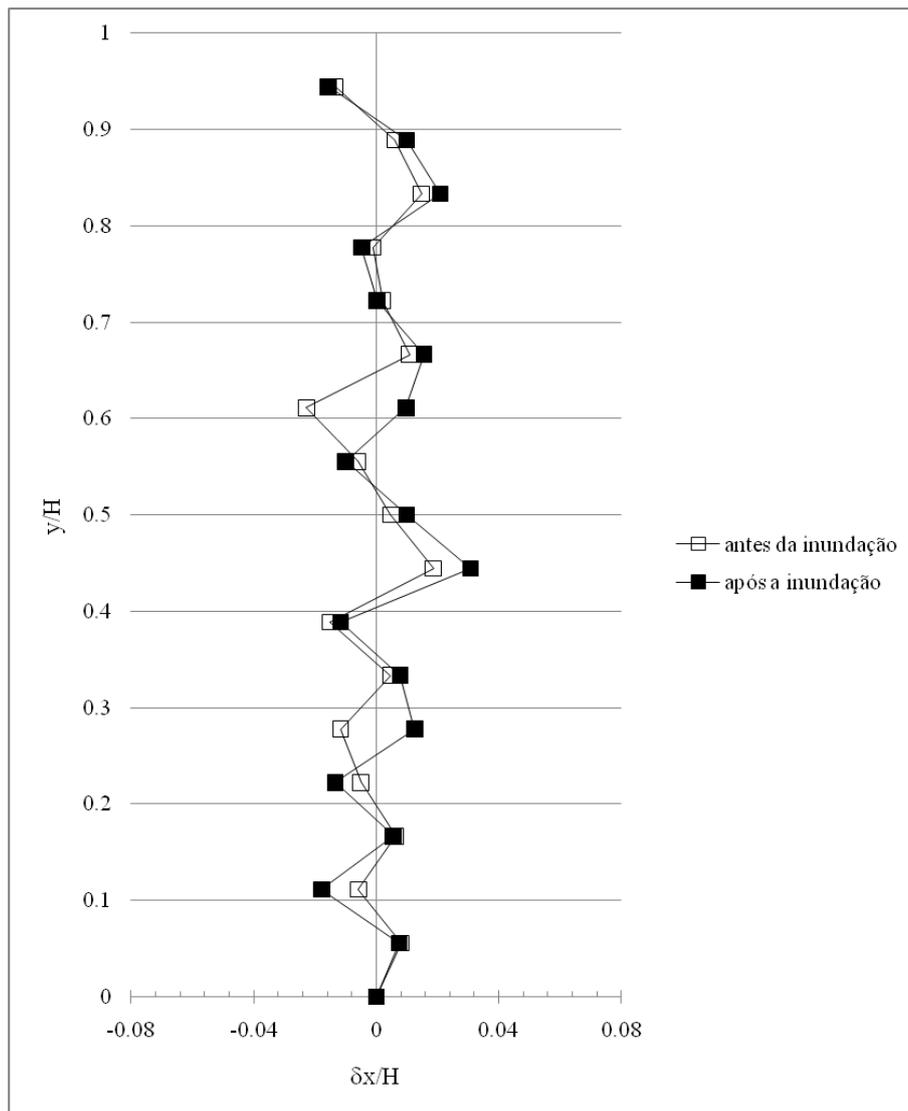


Figura 5.6. Efeito da inundação da base do muro nos deslocamentos horizontais da face da Seção Central (Muro 1).

O Setor Leste foi o que apresentou os maiores valores de deslocamentos horizontais da face. Neste setor também ficou mais nítido o crescimento dos deslocamentos, a partir do pé do muro até o valor máximo na elevação (y) de 44% da altura do muro (valor de $\delta x/H$ igual a 5,53% - aproximadamente 199 mm), e, a partir desse ponto, o redução dos deslocamentos até o topo do muro (com deslocamentos negativos) (Figura 5.7). Novamente, o efeito da inundação da base foi mais significativo na elevação (y) igual a 61% da altura do muro, com o valor de $\delta x/H$ igual a 3,39% (cerca de 122 mm) (Figura 5.8).

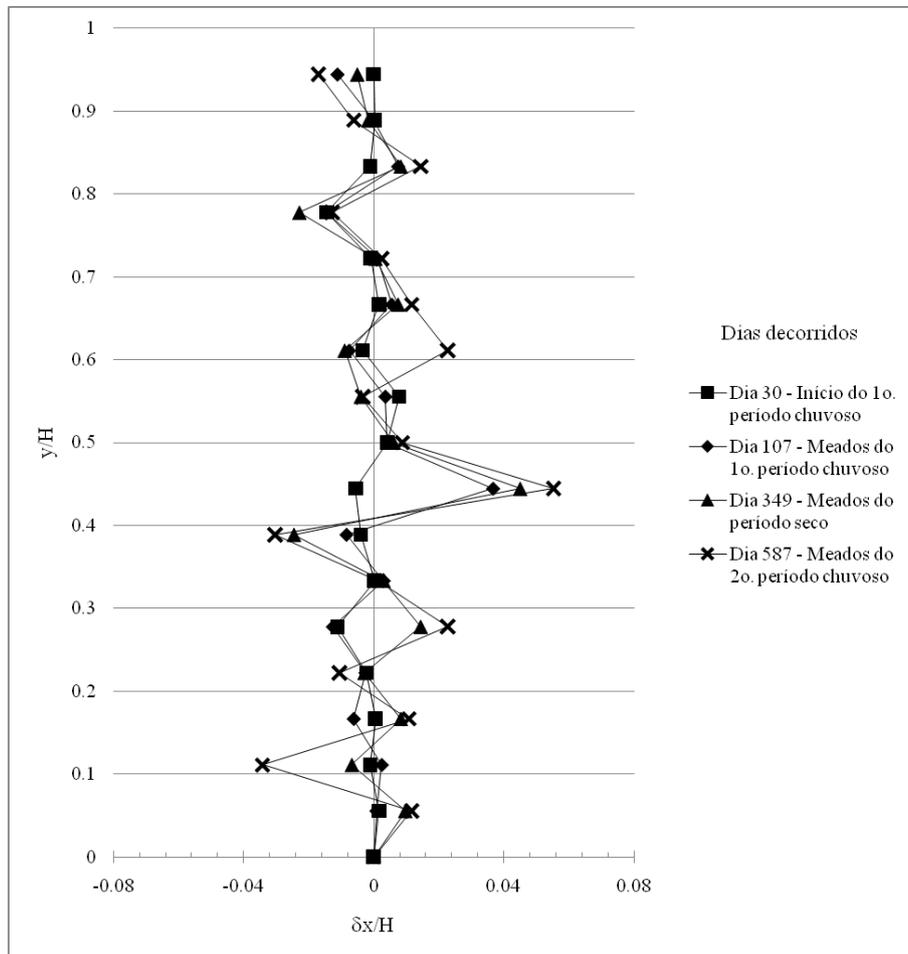


Figura 5.7. Deslocamentos horizontais da face na Seção Leste (Muro 1).

Tendo em vista que medidas foram adotadas de forma a garantir um estado plano de deformação do muro, acredita-se que as diferenças observadas entre os deslocamentos horizontais das seções (oeste, central e leste) tenham sido decorrentes da heterogeneidade do RCD-R, observada, por exemplo, pelas irregularidades da face.

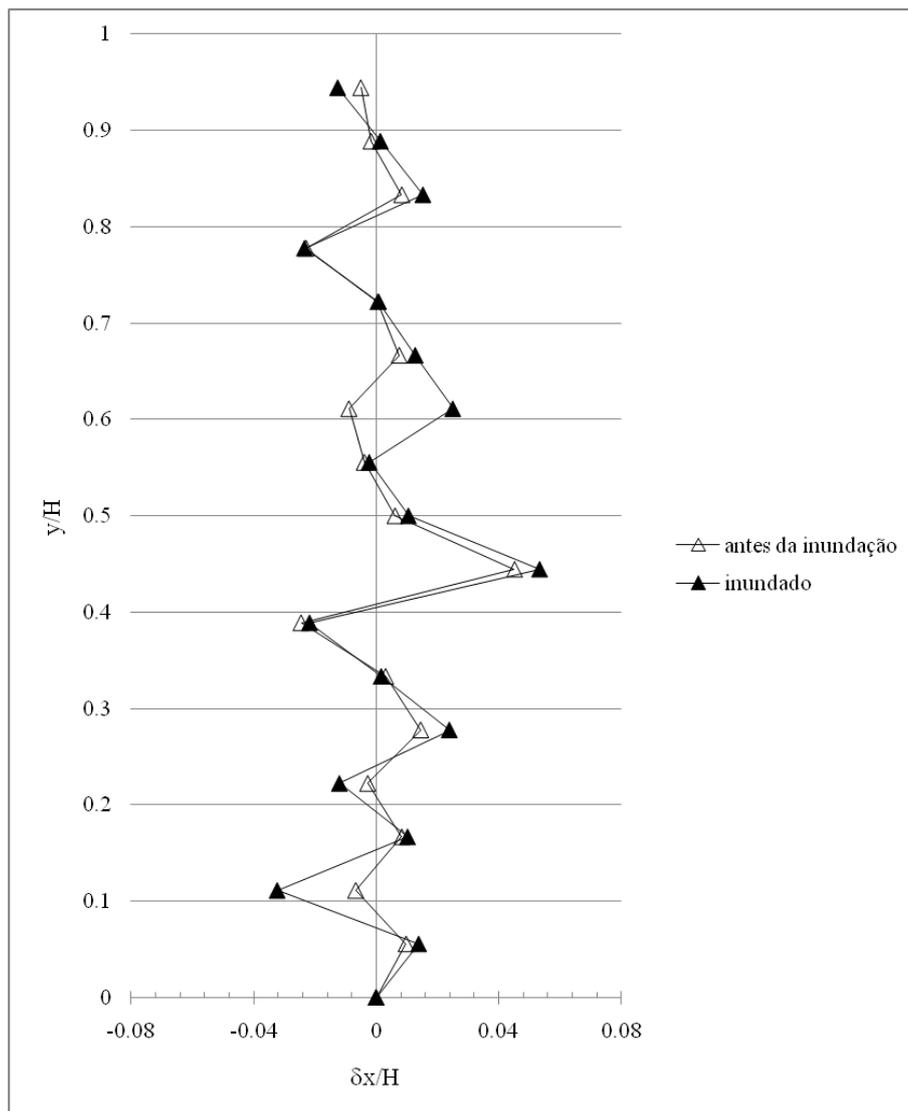


Figura 5.8. Efeito da inundação da base do muro nos deslocamentos horizontais da face na Seção Leste (Muro 1).

5.1.2 RECALQUES NO MACIÇO

As curvas recalque versus tempo apresentaram, ao longo de todo o período de monitoramento, de forma geral, o mesmo comportamento para as 3 (três) linhas de marcos superficiais (oeste, central e leste). Praticamente, não são observados recalques entre os dias 58 e 79, apesar da ocorrência de chuvas nesse período (Figura 3.10, mostrada anteriormente). Em seguida, a leitura realizada no dia 107 – já no período chuvoso – revelou a ocorrência de um colapso do muro, com recalques da ordem de 2,77% da altura do muro (cerca de 99 mm).

Os recalques continuaram até o dia 261 (próximo ao término do período chuvoso), porém a taxas menores. Entre os dias 261 e 357 observa-se uma estabilização dos recalques no muro.

Logo em seguida, no dia 359, foi iniciada a inundação da base dos muros experimentais. A leitura realizada após o término da inundação evidenciou a ocorrência de colapso adicional do solo de fundação do muro, este causando recalques de até 2,39% da sua altura (cerca de 86 mm) num intervalo de tempo inferior a 48 horas.

Após o segundo colapso dos muros, observaram-se recalques até o dia 409; depois desta data, os recalques praticamente cessaram até o dia 586 (último dia de leitura). As Figuras 5.9, 5.10 e 5.11 apresentam as curvas recalque (δ_y) normalizado pela altura (H) do muro versus tempo das linhas Oeste, Central e Leste, respectivamente, para diferentes valores de x/B (onde x é a distância do ponto de medição à face, e B é o comprimento do reforço).

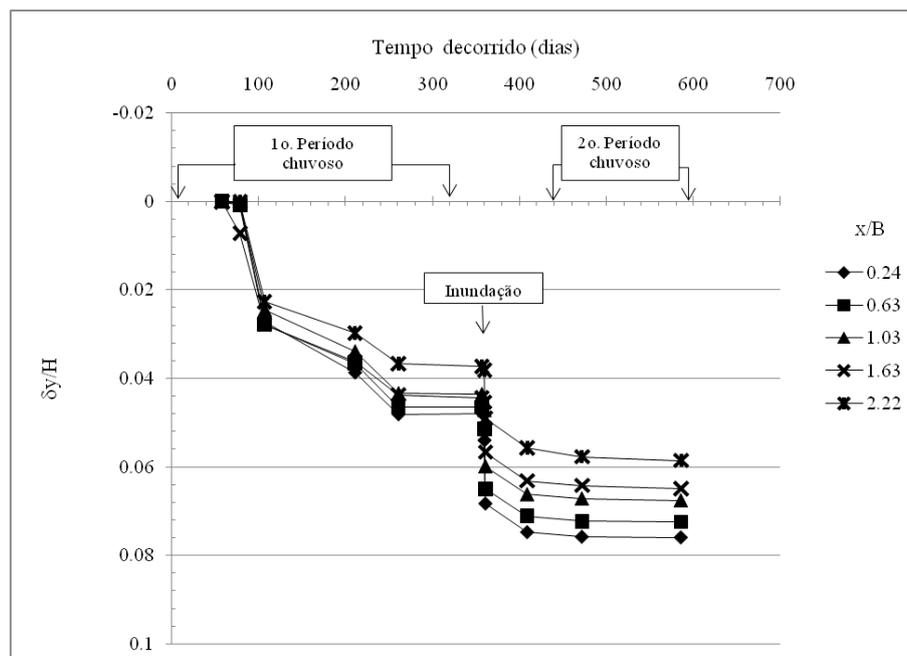


Figura 5.9. Curvas recalque normalizado versus tempo da Linha Oeste de marcos superficiais (Muro 1).

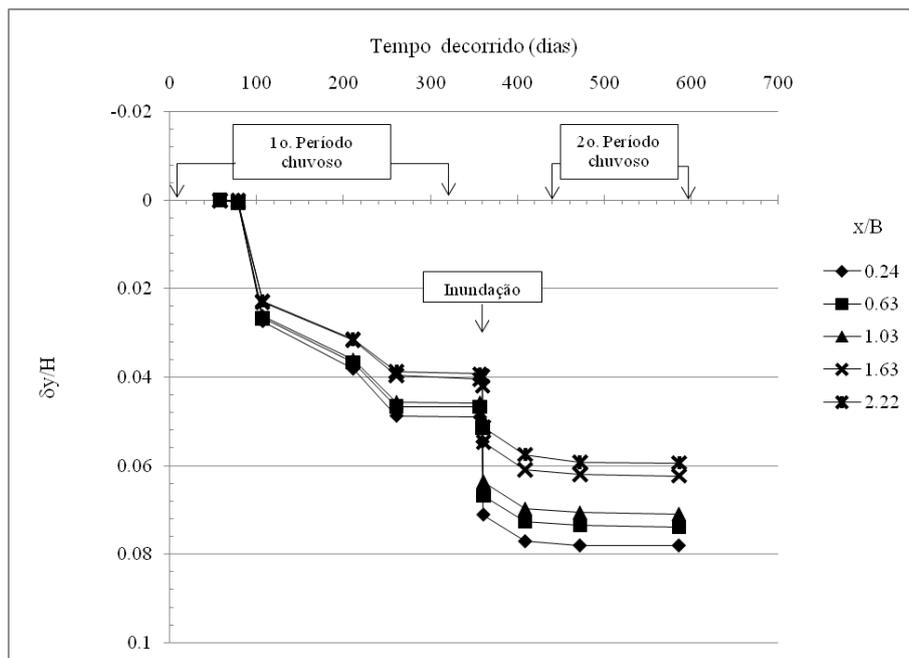


Figura 5.10. Curvas recalque normalizado versus tempo da Linha Central de marcos superficiais (Muro 1).

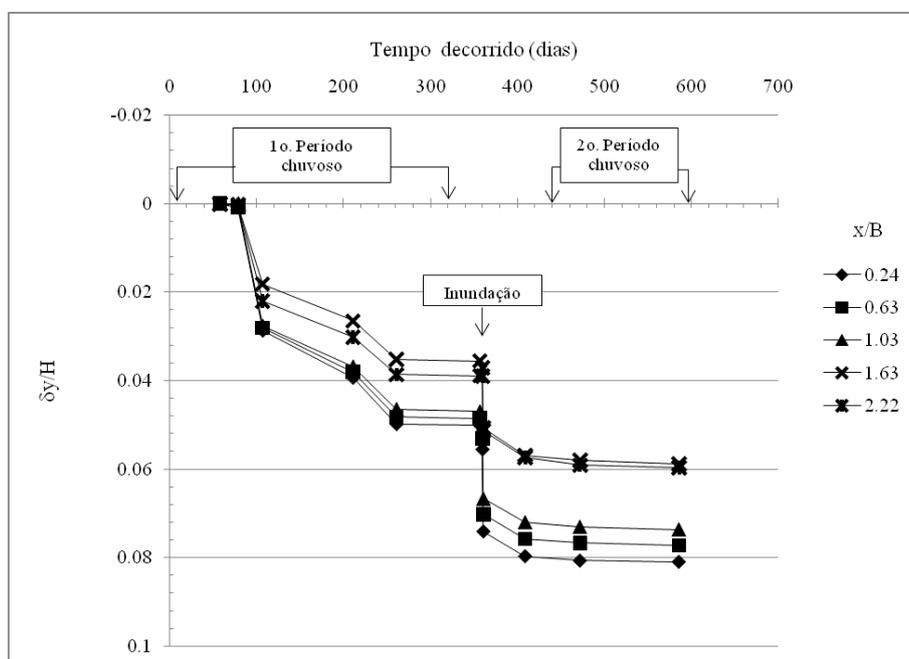


Figura 5.11. Curvas recalque normalizado versus tempo da Linha Leste de marcos superficiais (Muro 1).

Os recalques da superfície do maciço reforçado apresentaram uma redução à medida que o ponto de leitura se afasta da face do muro. Os valores de recalques próximos à face do muro foram da ordem de 8% da altura do muro (aproximadamente 288 mm), enquanto que os recalques em pontos afastados – cerca de 2,22 vezes o comprimento do reforço – foi de 6% da altura do muro (aproximadamente 216 mm). Na Linha Leste de marcos superficiais foi verificada a tendência do maciço reforçado se comportar como um bloco monolítico, uma vez que os pontos fora da área de instalação do reforço apresentaram recalques praticamente iguais. As Figuras 5.12, 5.13 e 5.14 apresentam os perfis de recalques da superfície do terrapleno em função dos dias decorridos.

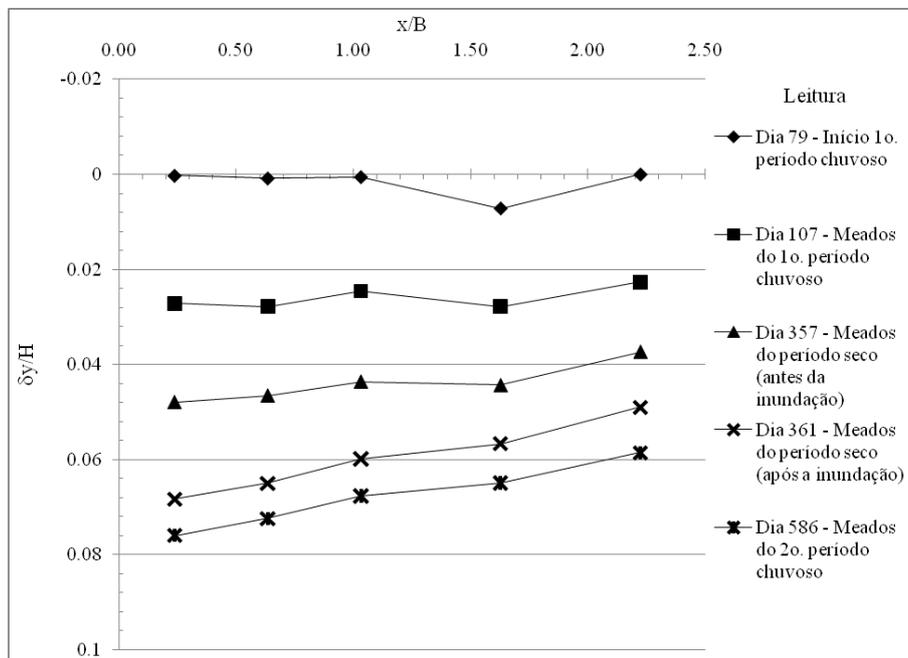


Figura 5.12. Perfis de recalques ao longo da Linha Oeste de marcos superficiais (Muro 1).

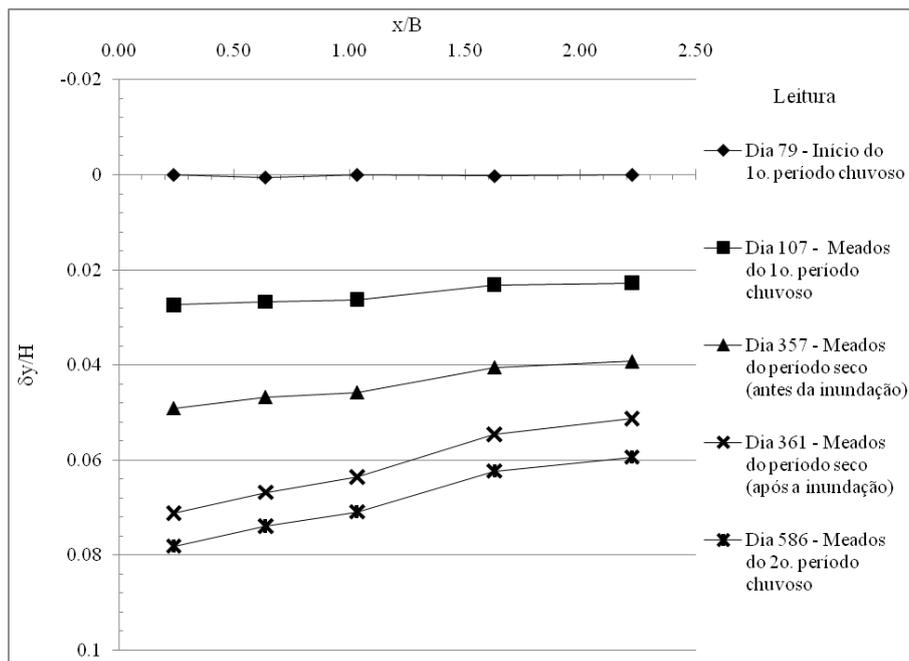


Figura 5.13. Perfis de recalques ao longo da Linha Central de marcos superficiais (Muro 1).

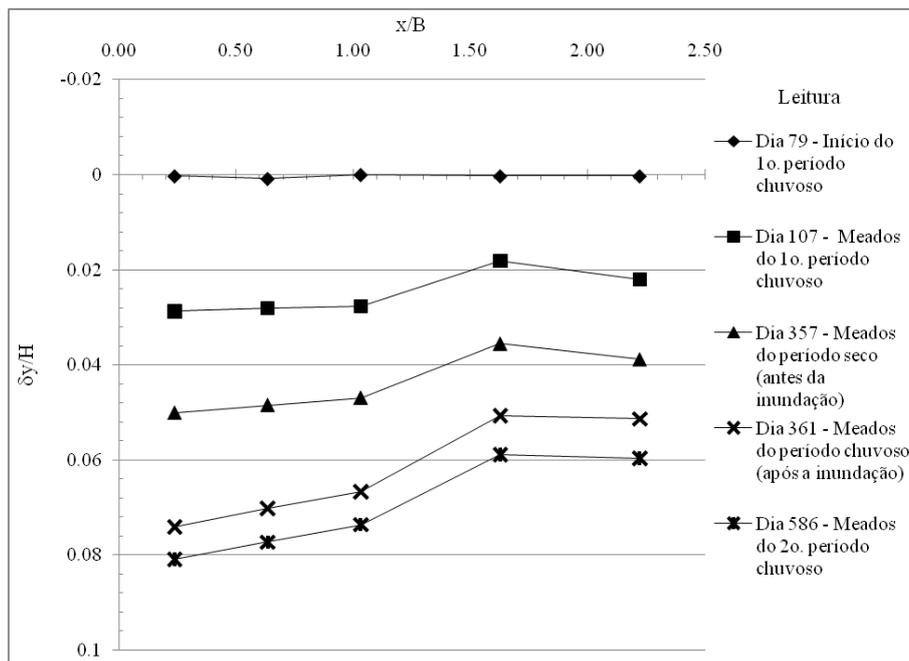


Figura 5.14. Perfis de recalques ao longo da Linha Leste de marcos superficiais (Muro 1).

O efeito da inundação da base do muro causou recalques de 2,0 a 2,39% da altura do muro (72 a 86 mm) nos pontos mais próximos à face, enquanto que, para os pontos localizados a 2,22 vezes o comprimento do reforço, os recalques foram da ordem de 1,24%

(aproximadamente de 44 mm). Os perfis de recalques causados pela inundação da base do muro são apresentados na Figura 5.15.

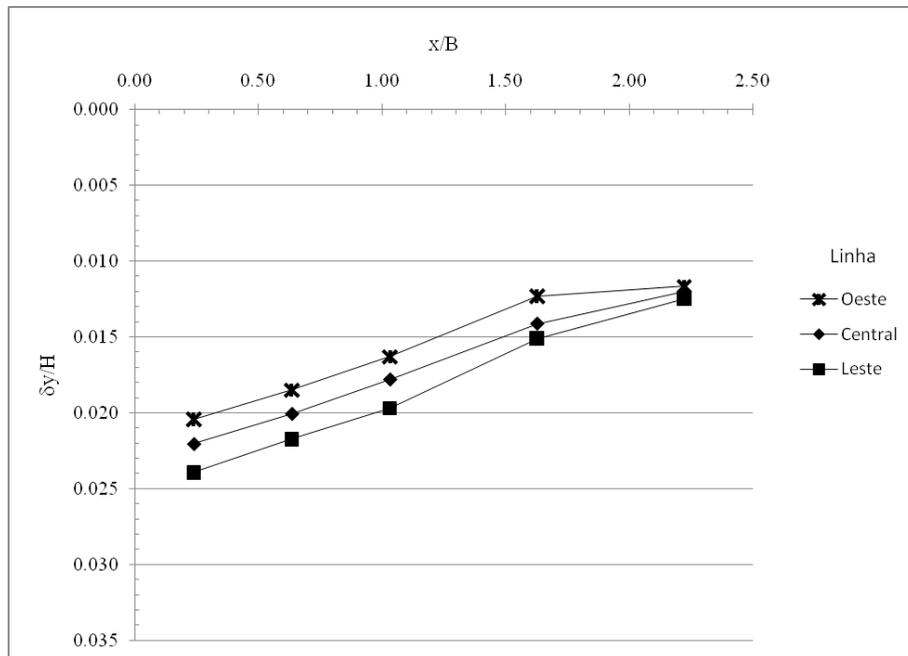


Figura 5.15. Perfis de recalques decorrentes da inundação da base do muro (Muro1).

5.1.3 TENSÕES NO MACIÇO

Durante a construção observaram-se variações nos valores de tensões verticais na base do Muro 1 (200mm acima da camada #1 de reforço). Inicialmente, todas as CTT apresentavam valores superiores a γH ; em seguida, à medida que o muro foi sendo elevado, esses valores sofreram redução até a altura de 2,20m (61% da altura do muro), e, a partir daí, o valor sofreu pouca alteração até a conclusão da construção do muro. Esse comportamento de redução das tensões ao longo da construção foi registrado por todas as demais CTT (Figura 5.16), e pode ser explicado pela falta de precisão desses instrumentos para baixos níveis de tensão. Não se verificou evidências de influências das paredes laterais nas leituras. Após o término da construção (dia zero) as tensões na base praticamente se mantiveram constantes até a última leitura (dia 107), apresentando valores finais de $0,58\gamma H$ a $1,39\gamma H$, conforme pode ser observado na Figura 5.17.

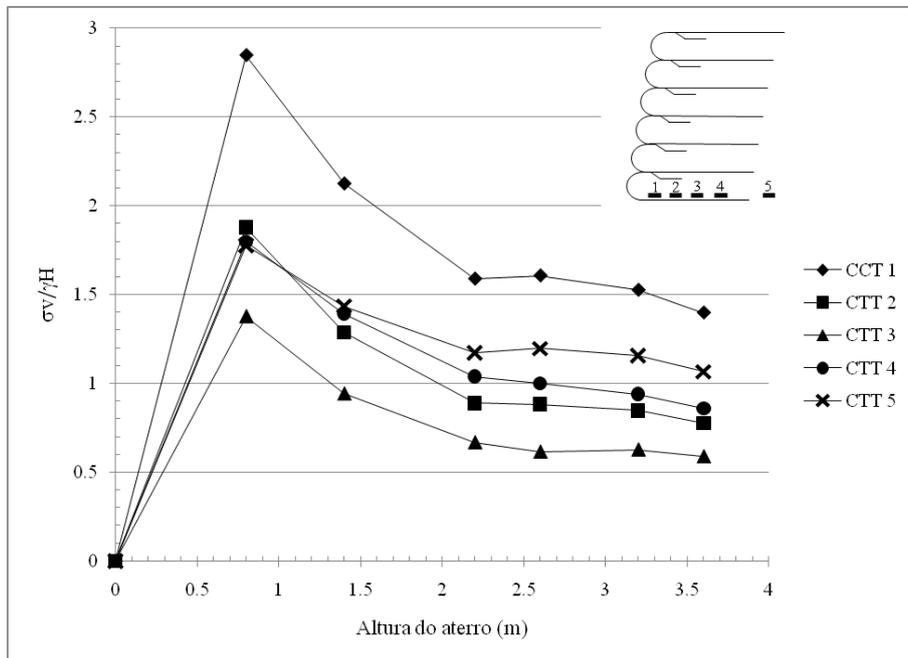


Figura 5.16. Tensões verticais na base (200 mm acima da camada de reforço 1) do Muro 1 durante a construção.

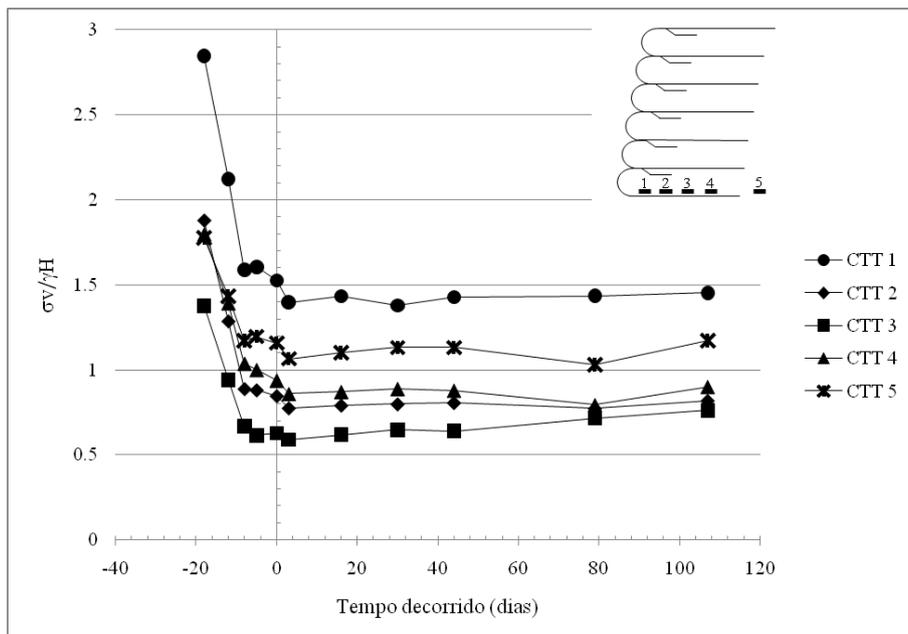


Figura 5.17. Tensões verticais na base (200 mm acima da camada 1) do Muro 1 ao longo do tempo.

As tensões verticais ao longo da base do Muro 1 apresentaram valores mais elevados próximos à face do muro, com o valores da ordem de $1,4\gamma H$; seguido da redução até o ponto localizado a 60% do comprimento do reforço. Depois desse ponto, a tensão aumentou, alcançando valores perto de γH (aproximadamente $1,13\gamma H$) no ponto localizado além do maciço reforçado (Figura 5.18). Por apresentar uma relação B/H igual a 0,7, o muro não pode ser considerado ‘esbelto’, o que o tornaria mais susceptível ao tombamento e, conseqüentemente, ao surgimento de tensões mais elevadas próximo à face. Neste caso, pode-se atribuir o surgimento de tensões mais altas na proximidade da face à elevada concentração de reforços por conta do envelopamento do RCD-R, o que enrijece a face. O ponto localizado a 20% de comprimento do reforço localiza-se no meio do comprimento adotado para a dobra do reforço.

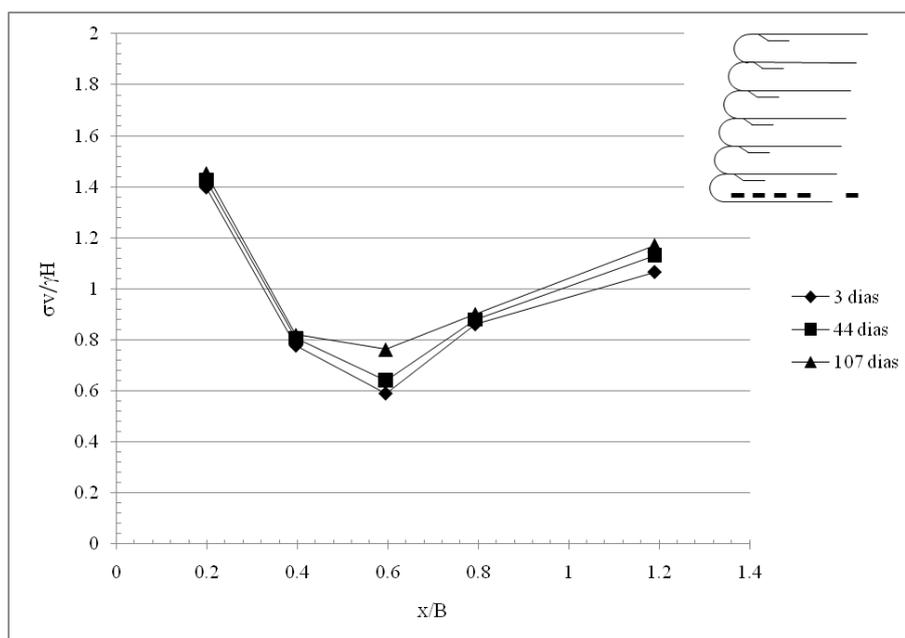


Figura 5.18. Tensões verticais ao longo da base (200 mm acima da camada 1) do Muro 1.

A análise das tensões horizontais registradas ao longo da altura do muro – imediatamente após o maciço reforçado – foram realizadas considerando a variabilidade dos parâmetros que compõe a Equação 2.10. Dessa forma, a Figura 5.19 apresenta, além dos valores medidos, o intervalo de tensão horizontal calculado a partir dos valores ‘inferior’ e ‘superior’ mostrados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1. Parâmetros empregados no cálculo das tensões horizontais ao longo da altura do Muro 1.

Parâmetro	Valor médio ¹ (\bar{X})	Desvio padrão (s)	Valor inferior ($\bar{X} - s$)	Valor superior ($\bar{X} + s$)
Peso Específico (kN/m ³)	17,8	0,43	17,4	18,2
Ângulo de atrito (°)	37,9	4,32	33,6	42,2
Coesão (kPa)	13,7	7,1	6,6	20,8

Nota: (1) Valores obtidos a partir dos ensaios e da construção dos muros.

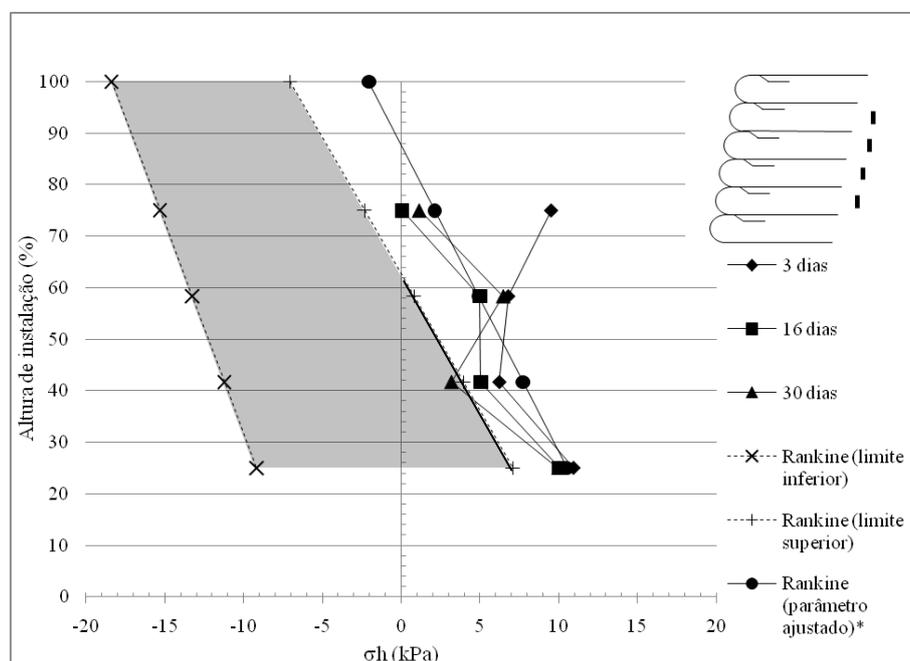


Figura 5.19. Tensões horizontais ao longo altura do muro (Muro 1).

Nota: (*) Parâmetros ajustados: $c = 2$ kPa; $\phi = 35,7^\circ$; $\gamma = 17,7$ kN/m³.

Conforme foi observado na Figura 5.19 (mostrada acima), os valores de tensão horizontal, medidos ao longo da altura do Muro 1, apresentaram-se acima dos previstos pela teoria de Rankine. A tentativa de ajuste da linha de distribuição de tensão horizontal – a partir das médias dos valores medidos – revelou valores de ângulo de atrito (ϕ) e de peso específico (γ) dentro dos respectivos intervalos mostrados na Tabela 5.1 acima. Por outro lado, o valor da coesão (c) ajustado – igual a 2 kPa – mostrou-se fora do intervalo apresentado na mesma

tabela. Chama-se a atenção para a alta variabilidade observada para a coesão, a qual foi de 51%.

A CTT instalada no sentido vertical, a 1,50m da base de muro e além região reforçada, apresentou, inicialmente, valores de tensões horizontais superiores aos previstos pela teoria de Rankine para o cálculo de empuxo de terras – considerando para o cálculo desses últimos os valores de ângulo de atrito, coesão e peso específico empregados na determinação do ‘limite superior’ (ver Figura 5.19 e Tabela 5.1, mostrados acima). Nas demais CTT instaladas no sentido vertical no interior da camada de reforço ($x/B < 1$) observou-se a redução da tensão horizontal, sendo observado o valor médio de $0,13.(K_a.g.z - 2.c.(K_a)^{1/2})$ na última leitura dos pontos localizados no interior da camada #3 de reforço (Figura 5.20). Considerando que anéis de proteção foram utilizados com o objetivo evitar influências de tensões verticais aplicadas no corpo das CTT, pode-se concluir que os valores negativos observados possam ser devidos ao mal funcionamento da célula associado: i) às influências de rotação das células em relação à sua posição original durante o período de monitoramento e ii) falta de precisão das CTT para os baixos níveis de tensão observados.

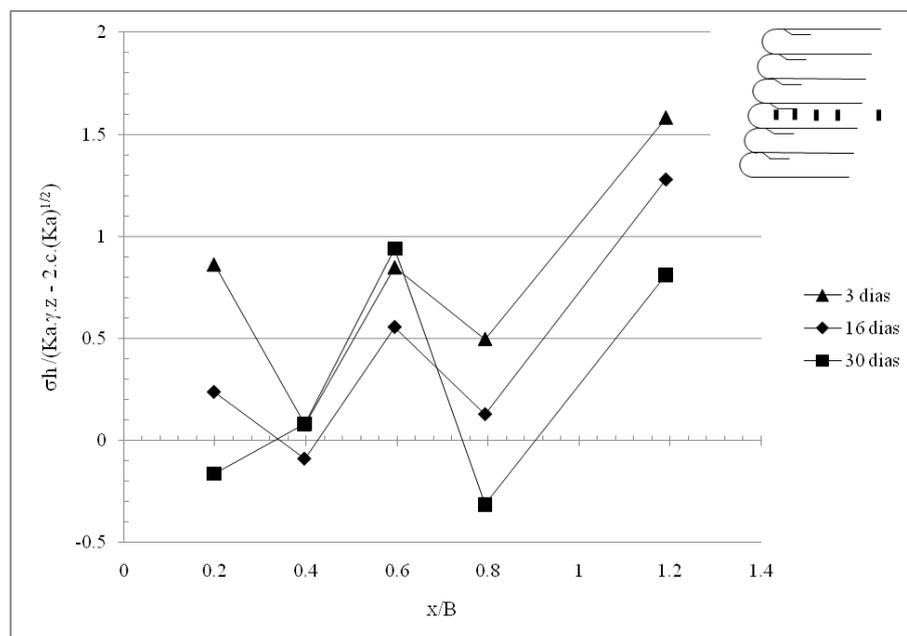


Figura 5.20. Tensões horizontais ao longo da camada #3 – 1,5 m acima da base do muro (Muro 1).

Chama-se a atenção para fato das CTT terem não terem resistido ao 1º período chuvoso, apresentando valores absurdos a partir do dia 44.

5.1.4 DEFORMAÇÕES NOS REFORÇOS

Apesar dos valores de deformação dos elementos de reforço terem sido calculados de forma cumulativa (desde a primeira até a última leitura), eles serão apresentados considerando-se 2 (dois) períodos distintos de tempo: i) durante a construção; e ii) após o término da construção do muro. Com isso, espera-se promover uma melhor análise dos valores observados ao longo de toda a pesquisa. Como dito em seções anteriores, o dia zero nos gráficos representa o dia do término da construção dos muros.

As linhas de instrumentação são identificadas com numerações referentes à camada de reforço como, por exemplo: a 'Linha Leste 5' refere-se a linha leste de instrumentação de extensômetros elétricos da camada de reforço #5. Para a classificação da natureza do esforço em cada ponto de medida foi adotada a convenção apresentada na Tabela 5.2, sendo os valores positivos considerados como 'tração', e os negativos como 'compressão'.

Tabela 5.2. Convenção para a classificação da natureza do esforço no reforço.

Esforço registrado no ponto de instrumentação		Classificação do esforço no ponto de instrumentação
Face superior	Face inferior	
C	T	F
T	C	F
T	T	T
C	C	C

Legenda: C= compressão; T = tração; F = flexão.

5.1.4.1 Camada #1

As deformações do reforço registradas durante a construção do muro na Linha Oeste apresentaram valores variando dentro do intervalo de +0,07% e -0,10%, com os pontos de instrumentação sendo submetidos a esforços de diversas naturezas (tração, compressão e flexão), com incrementos praticamente lineares ao longo do tempo. A Figura 5.21 apresenta as deformações registradas pela Linha Oeste 1.

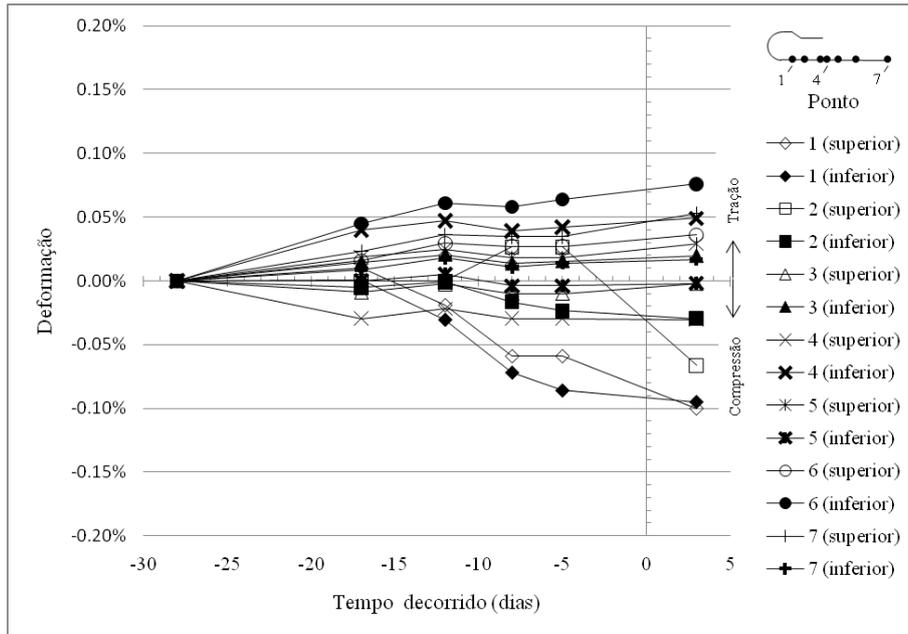


Figura 5.21. Deformação do reforço na Linha Oeste 1 durante a construção do muro (Muro 1).

Durante a construção do muro, a Linha Leste 1 registrou valores de deformação variando dentro do intervalo de +0,14% e -0,17%, com os pontos de instrumentação sendo submetidos a esforços de diferentes naturezas (tração, compressão e flexão), sendo observado uma queda dos valores de deformação entre os dias -17 e -12, seguido de praticamente uma estabilização das deformações. A Figura 5.22 apresenta as deformações registradas pela Linha Leste 1.

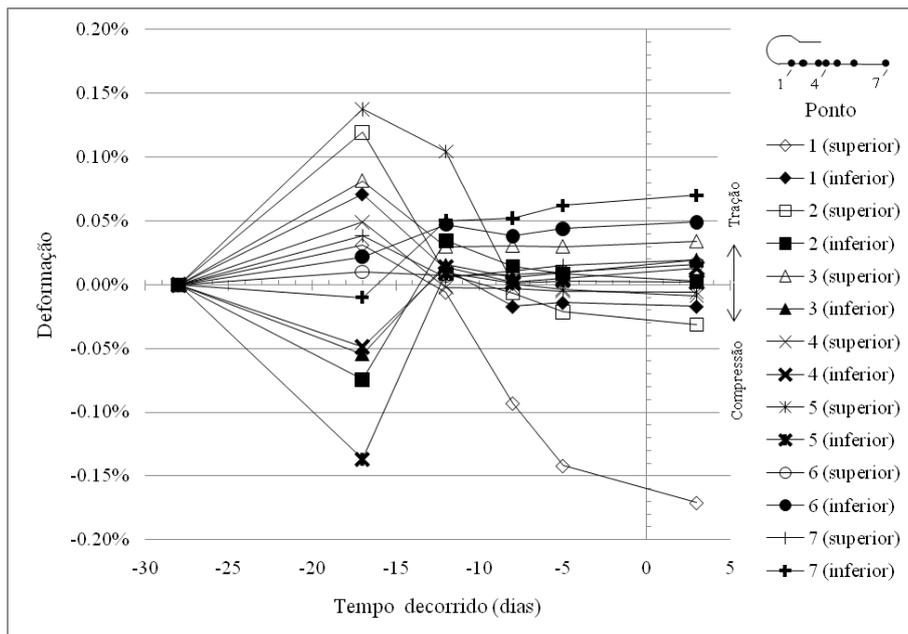


Figura 5.22. Deformação do reforço na Linha Leste 1 durante a construção do muro (Muro 1).

Verifica-se que, no término da construção do muro, os pontos de instrumentação localizados próximos à face foram submetidos a esforços de compressão, enquanto que os pontos os pontos localizados a distâncias da face superiores a 1050mm, foram sujeitos, predominantemente, à esforços de tração (Tabela 5.2).

Tabela 5.3. Natureza de esforços de deformação na camada #1 no término da construção do muro (Muro 1).

Ponto de instrumentação		1	2	3	4	5	6	7
Distância da face (mm)		350	650	1050	1150	1350	1650	2450
Natureza do	Oeste	C	C	T	F	T	T	T
esforço na linha	Leste	C	C	T	F	F	T	T

Legenda: C = compressão; T = tração; F = flexão.

Após o término da construção do muro, observou-se pouca alteração dos valores de deformação até o dia 79, apesar dessa data estar contida no 1º período chuvoso. Em seguida, registraram-se incrementos de deformação até o dia 107 (meados do 1º chuvoso em Brasília-DF). Após essa data, houve praticamente a estabilização das deformações (com exceção do ponto 1) até o dia 357, correspondente à última leitura antes da inundação induzida da base de muro (Figura 5.23).

O efeito da inundação induzida foi caracterizado por incremento de deformações de até 0,05%, sendo verificada uma redução do incremento de deformação a medida que a localização do ponto de instrumentação se afastava da face do muro (Figura 5.24). Após a inundação induzida, apesar do início do 2º período chuvoso em Brasília-DF, as deformações praticamente se mantiveram constantes – com exceção dos pontos 6 e 7, que apresentaram picos e quedas repentinas de deformação, seguidas pela retomadas dos valores.

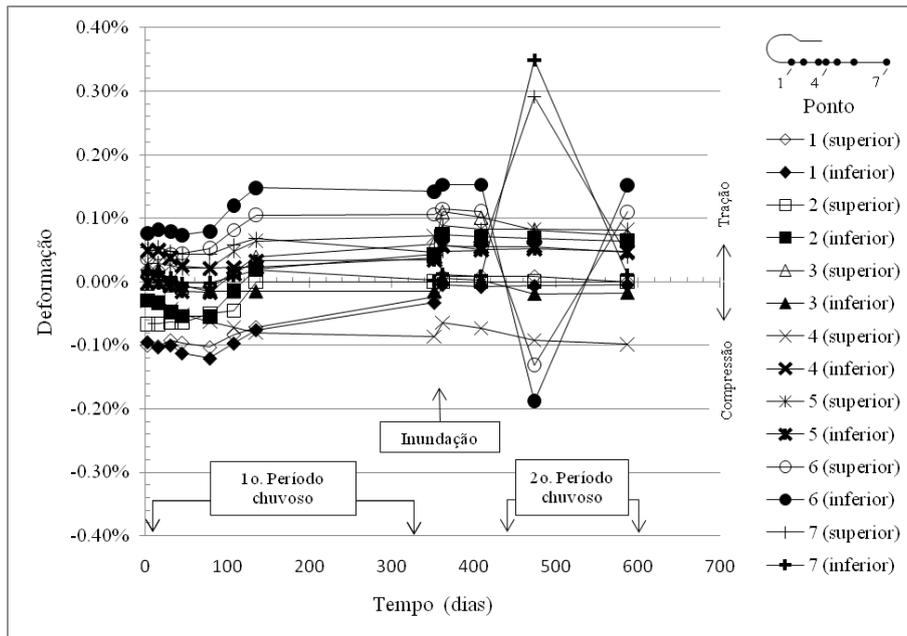


Figura 5.23. Deformação do reforço na Linha Oeste 1 entre o término da construção e o final do monitoramento do muro (Muro 1).

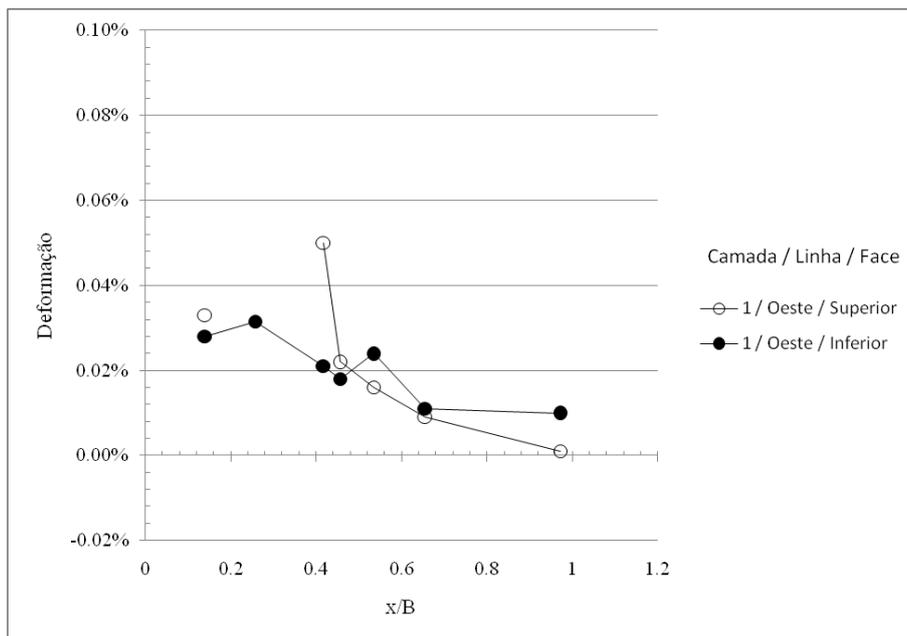


Figura 5.24. Deformações decorrentes da inundação induzida da base do muro (Linha Oeste 1, Muro 1). Nota: o ponto x/B igual a 0,25 da linha Oeste, face Superior, apresentou falha no momento de realização da leitura.

Assim como a Linha Oeste 1, após o término da construção do muro, a Linha Leste 1 apresentou pouca alteração dos valores de deformação até o dia 79 (Figura 5.25). Em seguida,

registraram-se incrementos de deformação, durante o período chuvoso em Brasília-DF, até o dia 107. Após essa data, houve praticamente a estabilização das deformações (com exceção dos pontos 1, 2 e 3, localizados mais próximos à face) até o dia 357 – última leitura antes da inundação induzida da base de muro (Figura 5.25). O efeito da inundação induzida foi caracterizado por incremento de deformações de até 0,09%, sendo também verificada uma redução do incremento de deformação a medida que a localização do ponto de instrumentação se afastava da face do muro (Figura 5.26). Após a inundação induzida, apesar do início de um novo período chuvoso em Brasília-DF, as deformações da Linha Leste 1 praticamente se mantiveram constantes.

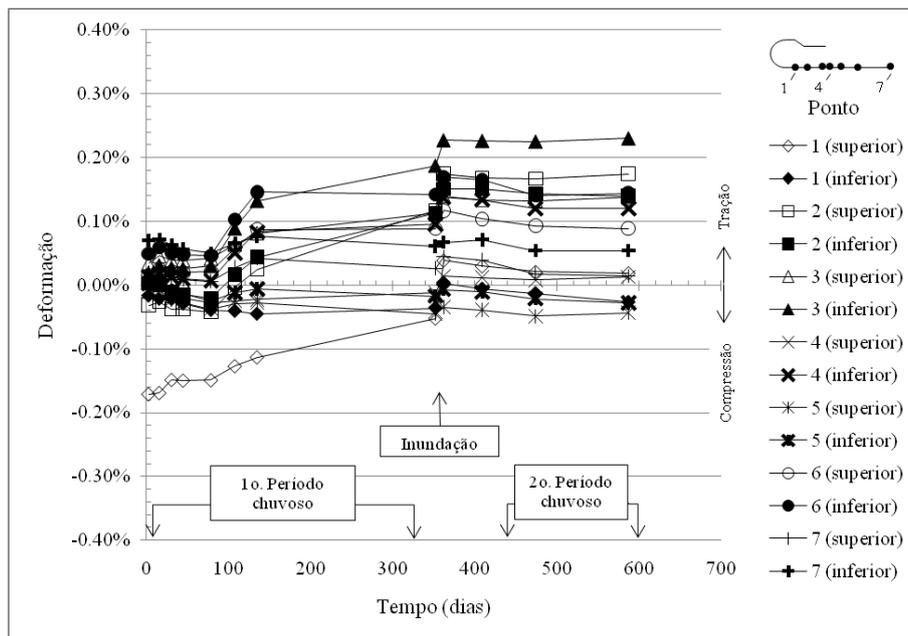


Figura 5.25. Deformação do reforço na Linha Leste 1 entre o término da construção e o final do monitoramento do muro (Muro 1).

Verificou-se que, após 587 dias de construção do muro, os valores de deformação observados na camada #1 estavam dentro dos intervalos de +0,11% e -0,10% – na Linha Oeste 1 – e +0,23% e -0,04% – na Linha Leste 1. Nesse momento, praticamente todos os pontos de instrumentação da camada #1 encontravam-se submetidos a esforços de tração (Tabela 5.3).

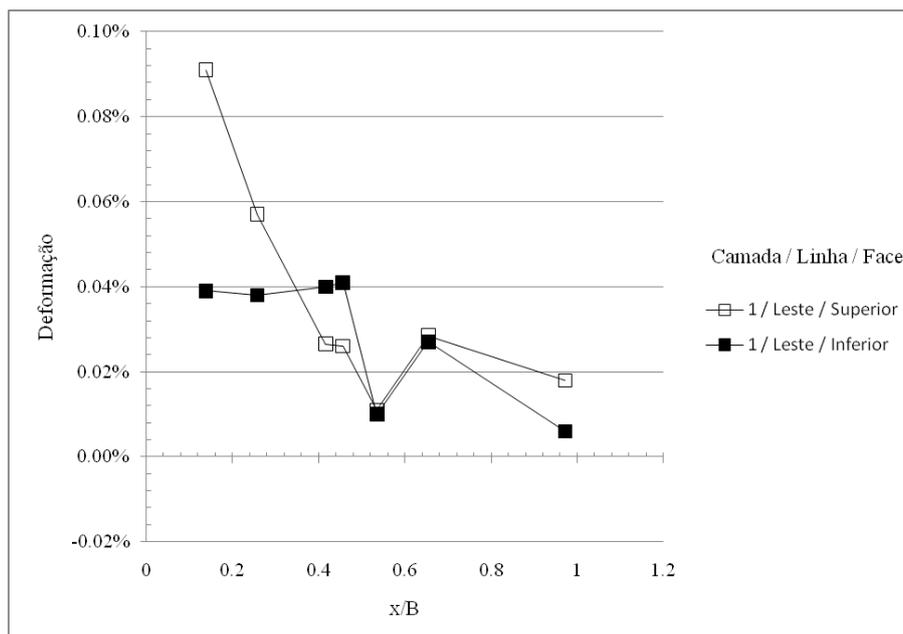


Figura 5.26. Deformações decorrentes da inundação induzida da base do muro (Linha Leste 1, Muro 1).

Tabela 5.4. Natureza de esforços de deformação na camada #1 no dia 587.

Ponto de instrumentação	1	2	3	4	5	6	7
Distância da face (mm)	350	650	1050	1150	1350	1650	2450
Natureza do esforço na linha Oeste	-	T	T	F	T	T	T
Natureza do esforço na linha Leste	F	T	T	T	C	T	T

Legenda: (-) = deformação nula; C = compressão; T = tração; F = flexão.

5.1.4.2 Camada #3

Durante a construção do muro a Linha Oeste 3, registrou valores de deformações variando dentro do intervalo de +0,38% e -0,02%, com os pontos de instrumentação sendo, predominantemente, submetidos a esforços de tração, com incrementos praticamente lineares. Os maiores incrementos foram verificados para os pontos localizados mais próximos à face do muro. A Figura 5.27 apresenta as deformações registradas pela Linha Oeste 3.

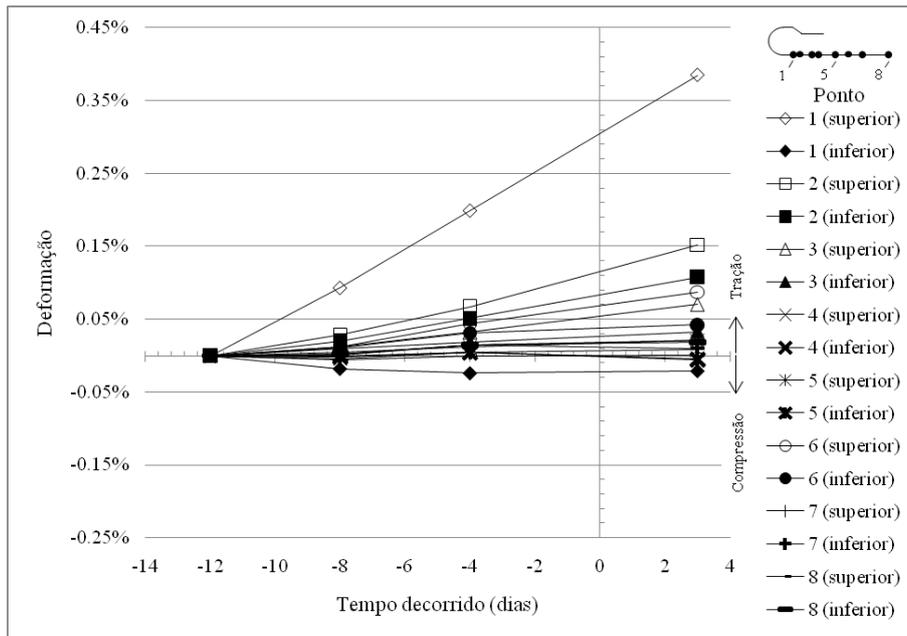


Figura 5.27. Deformação do reforço na Linha Oeste 3 durante a construção do muro (Muro 1).

Já a Linha Leste 3, durante a construção do muro, registrou valores de deformação variando dentro do intervalo de +0,21% e -0,20%, com os pontos de instrumentação sendo submetidos a esforços de diferentes naturezas (tração, compressão e flexão), com incrementos praticamente lineares ao longo do tempo para a maioria dos pontos, sendo mais significativos para aqueles localizados mais próximos à face. Os pontos 5 e 6 apresentaram um aumento de deformação até o dia -8, seguindo-se de uma estabilização dos seus valores até o término de construção do muro. A Figura 5.28 apresenta as deformações registradas pela Linha Leste 3.

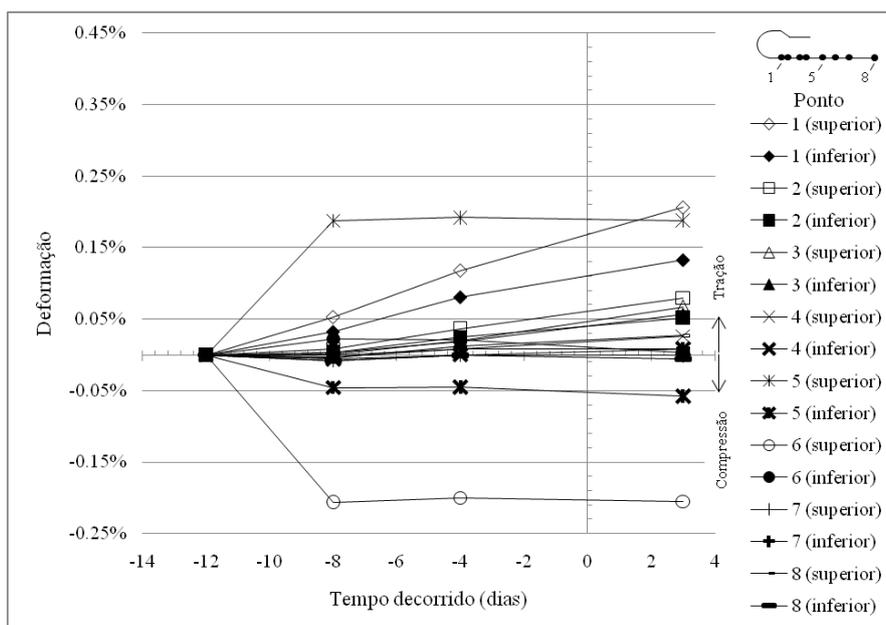


Figura 5.28. Deformação do reforço na Linha Leste 3 durante a construção do muro (Muro 1).

Verifica-se que no término da construção a maioria dos pontos de instrumentação da camada #3 encontravam-se submetidos a esforços de tração (Tabela 5.4).

Tabela 5.5. Natureza de esforços de deformação na camada #3 no término da construção do muro (Muro 1).

Ponto		1	2	3	4	5	6	7	8
Distância da face (mm)		450	550	750	850	1250	1550	1850	2450
Natureza do esforço	Oeste	C	T	T	T	T	T	T	T
	Leste	T	T	T	T	F	C	T	T

Legenda: C = compressão; T = tração; F = flexão.

A Linha Oeste 3 registrou pouca alteração dos valores de deformação entre o final da construção até o dia 79. Em seguida, durante o período chuvoso em Brasília-DF, registraram-se incrementos de deformação até o dia 107. Após essa data, houve praticamente a estabilização das deformações (com exceção dos pontos 1 e 2) até o dia 588 – última leitura da pesquisa (Figura 5.29). O efeito da inundação induzida foi caracterizado por incremento de deformações de até 0,03%, sendo verificado quase que exclusivamente no ponto 8 (Figura 5.30).

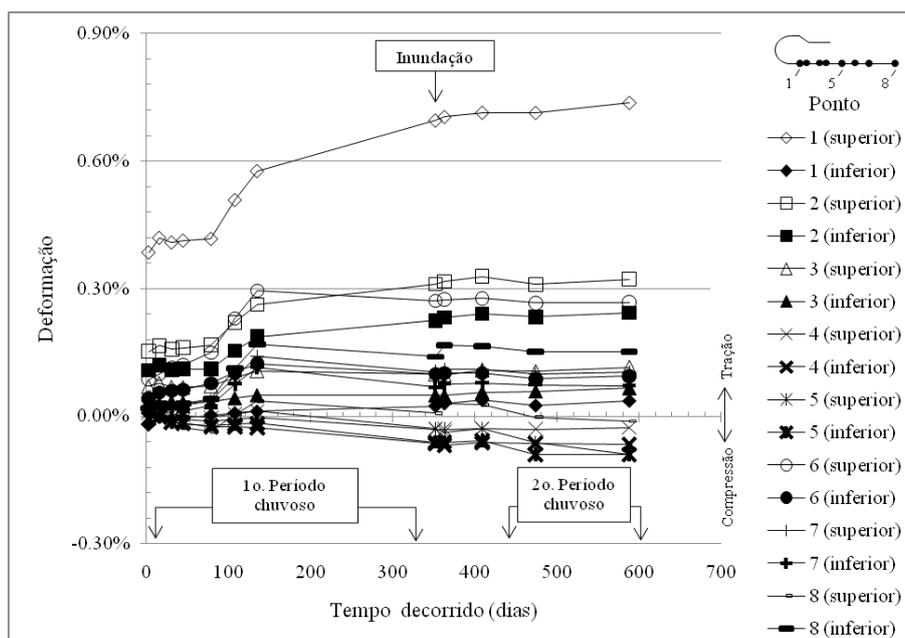


Figura 5.29. Deformação do reforço na Linha Oeste 3 após a construção do muro (Muro 1).

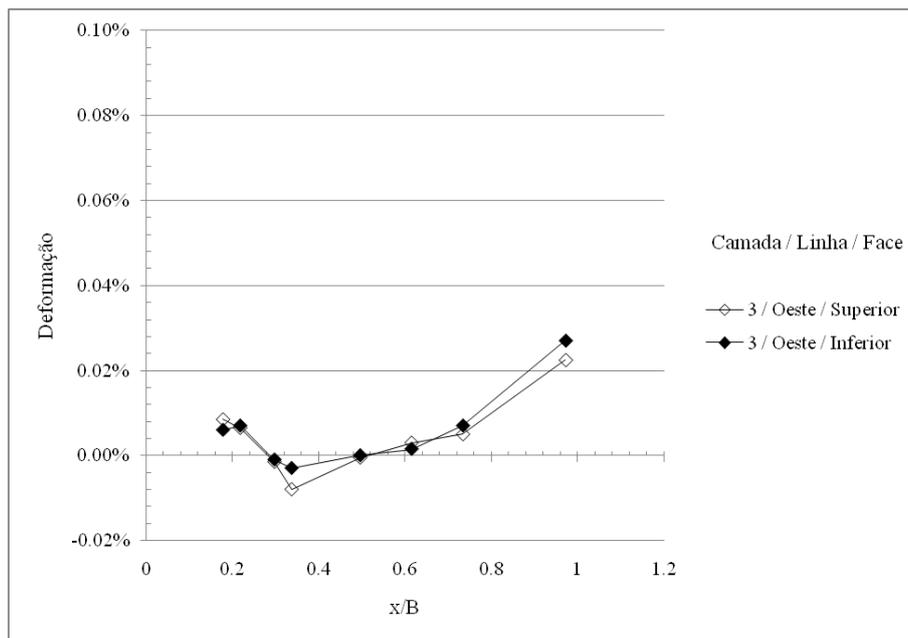


Figura 5.30. Deformações decorrentes da inundação induzida da base do muro (Linha Oeste 3, Muro 1).

Após o término da construção do muro, a Linha Leste 3 também apresentou pouca alteração nos valores de deformação até o dia 79. Em seguida, registraram-se incrementos de deformações durante o período chuvoso em Brasília-DF, até o dia 107. Após essa data, houve praticamente a estabilização das deformações (com exceção do ponto 1) até o dia 588 – última leitura da pesquisa (Figura 5.31). O efeito da inundação induzida foi caracterizado por incrementos de deformações da ordem de 0,04%, sendo verificado quase que exclusivamente nos pontos 4 e 8 (Figura 5.32).

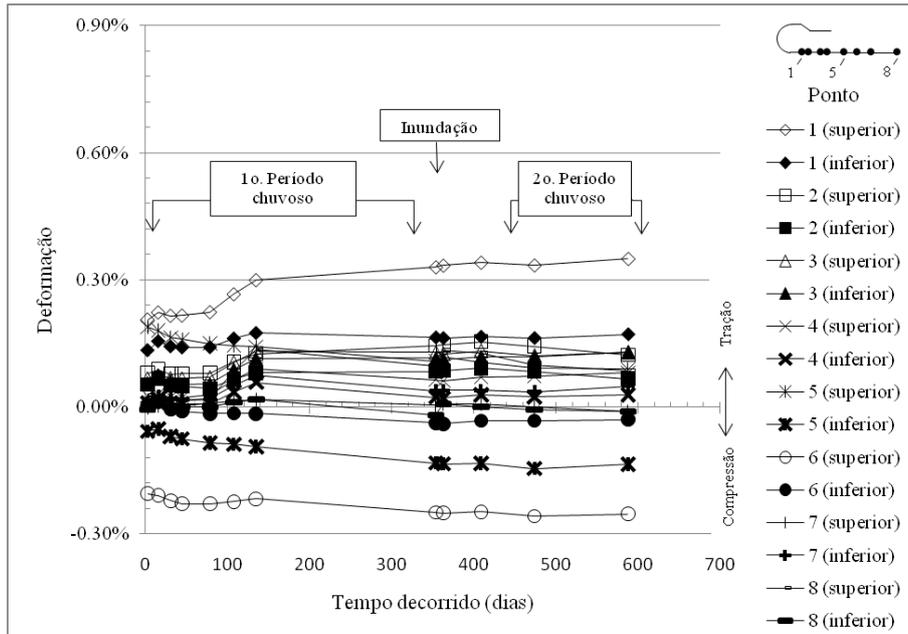


Figura 5.31. Deformação do reforço na Linha Leste 3 após a construção do muro (Muro 1).

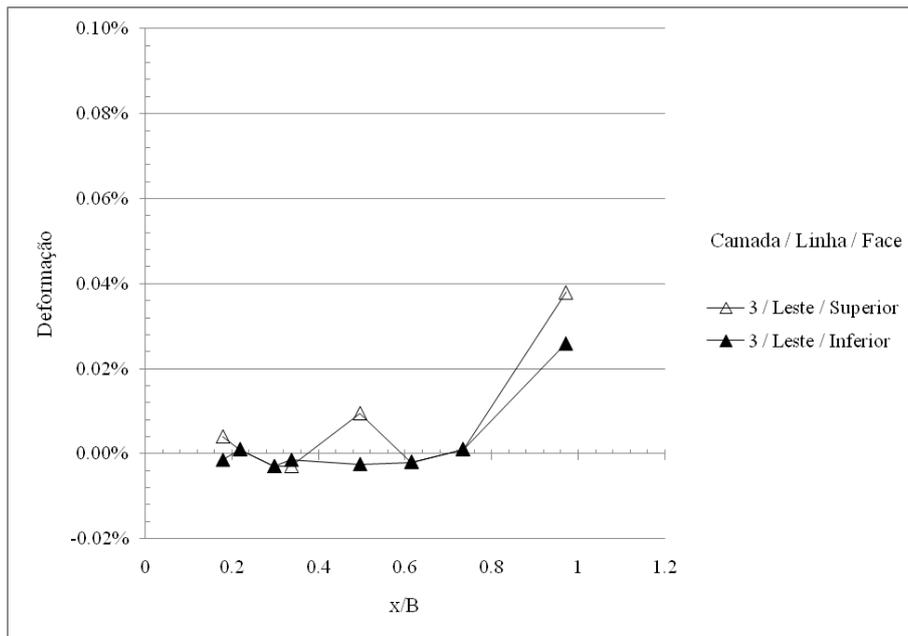


Figura 5.32. Deformações decorrentes da inundação induzida da base do muro (Linha Leste 3, Muro 1).

Observa-se que, após 587 dias de construção do muro, os valores de deformação na camada 3 estavam dentro dos intervalos de +0,74% e -0,09% – na Linha Oeste 3 – e +0,35% e -0,25% – na Linha Leste 3. Nesse momento, a maioria dos pontos de instrumentação da camada 3 encontravam-se submetidos a esforços de tração, sendo, no entanto, verificado diversas naturezas de esforços a partir do ponto 4 – localizado a 850mm da face (Tabela 5.6).

Tabela 5.6. Natureza de esforços de deformação na camada 3 no dia 587.

Ponto		1	2	3	4	5	6	7	8
Distância da face (mm)		450	550	750	850	1250	1550	1850	2450
Natureza do esforço	Oeste	T	T	T	C	C	T	T	C
	Leste	T	T	T	T	F	C	F	C

Legenda: C = compressão; T = tração; F = flexão.

5.1.4.3 Camada #5

Após o término da construção do muro, as Linhas Oeste 5 e Leste 5 registraram pouca alteração dos valores de deformação até o dia 45. Em seguida, registraram-se incrementos de deformações mais acentuados, durante o período chuvoso em Brasília-DF, até o dia 107. Após essa data, os incrementos de deformações apresentaram-se, de forma geral, pouco significativos até o dia 409. A partir dessa data, já no segundo período chuvoso em Brasília-DF, a variação das deformações mostraram-se mais nítidas. As Figuras 5.33 e 5.34 apresentam as deformações verificadas nas Linhas Oeste 5 e Leste 5, respectivamente.

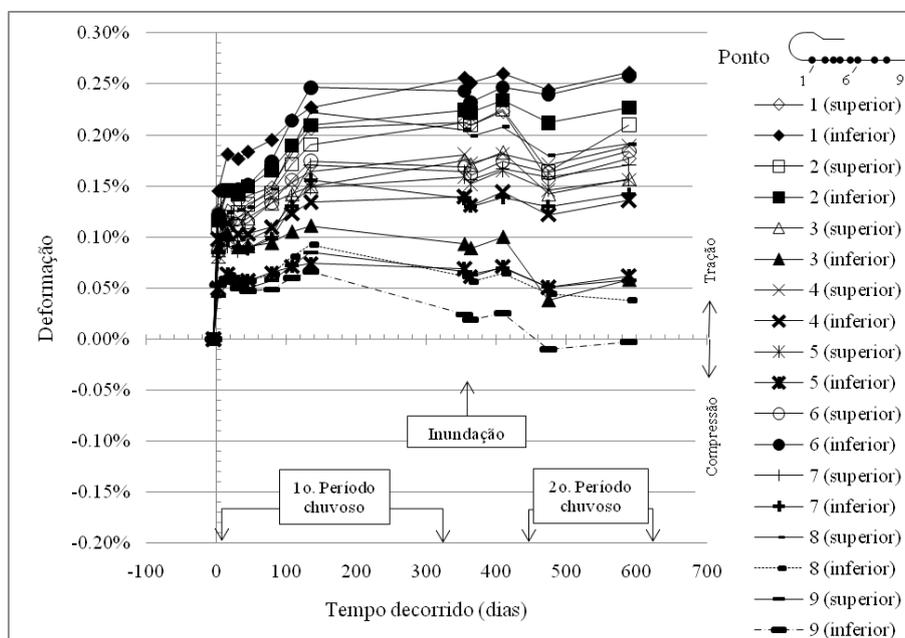


Figura 5.33. Deformação do reforço na Linha Oeste 5 (Muro 1).

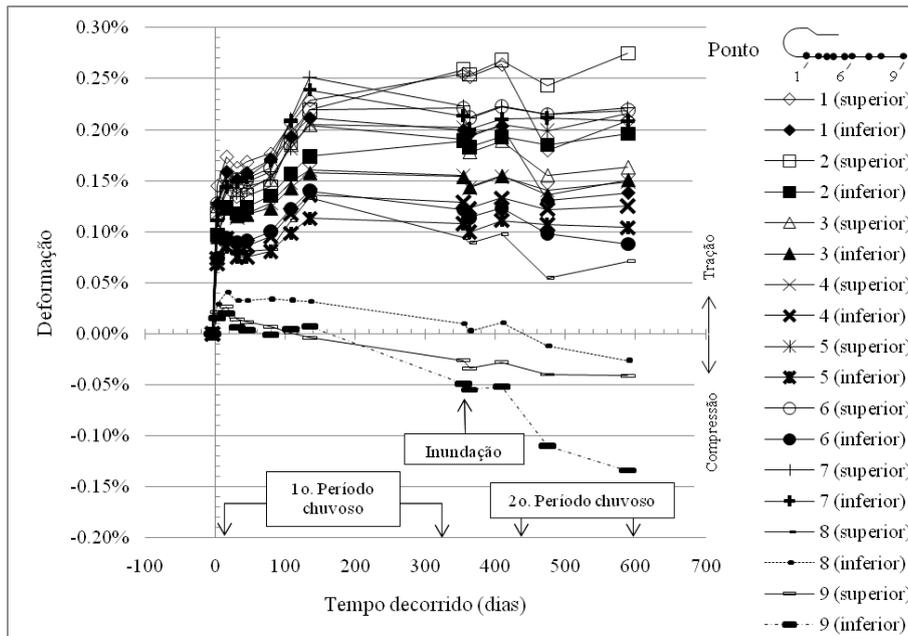


Figura 5.34. Deformação do reforço na Linha Leste 5 (Muro 1).

A inundação induzida da base do muro praticamente não alterou as deformações nas Linhas Oeste 5 e Leste 5, sendo verificadas deformações máximas de 0,01% (Figuras 5.35 e 5.36).

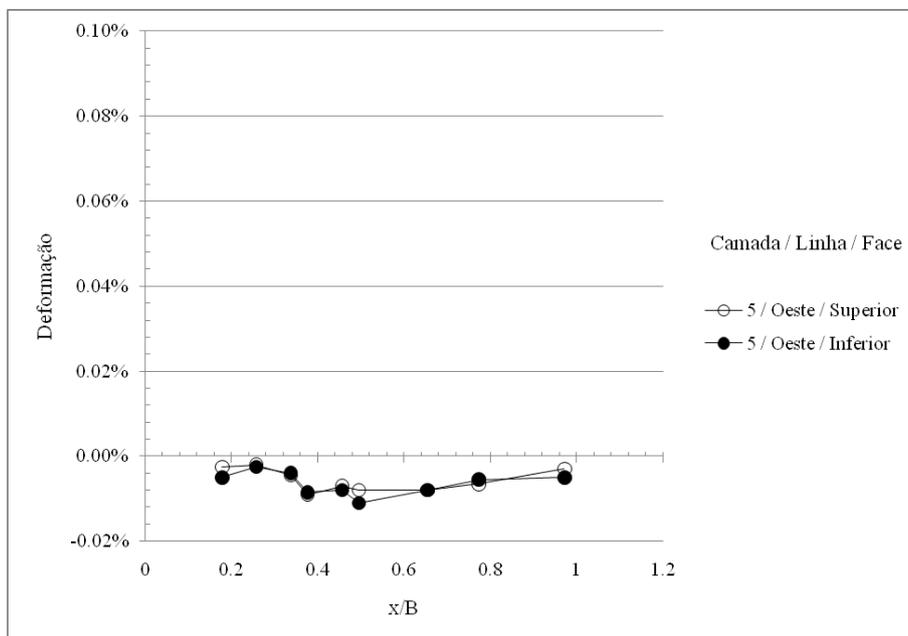


Figura 5.35. Deformações decorrentes da inundação induzida da base do muro (Linha Oeste 5, Muro 1).

Após 587 dias de construção do muro, os valores de deformação na camada 5 estavam dentro dos intervalos de +0,26% e 0%, na Linha Oeste 5, e +0,27% e -0,13% na Linha Leste

5. Nesse momento, praticamente todos os pontos de instrumentação encontravam-se submetidos a esforços de tração, sendo, no entanto, verificado esforços flexão e compressão nos pontos 8 e 9, respectivamente (Tabela 5.7).

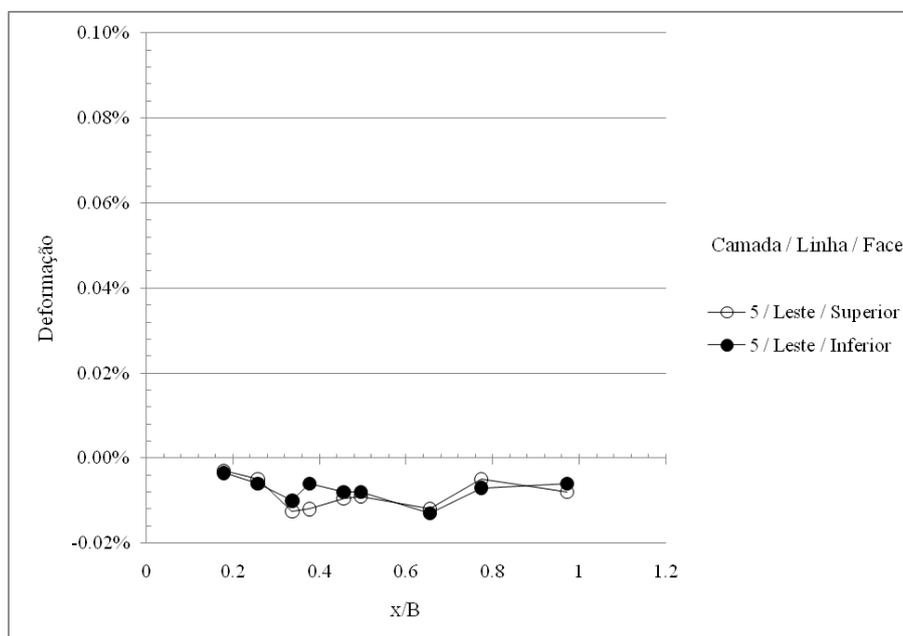


Figura 5.36. Deformações decorrentes da inundação induzida da base do muro (Linha Leste 5, Muro 1).

Tabela 5.7. Natureza de esforços de deformação na camada #5 no dia 587.

Ponto		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Dist. da face (mm)		450	650	850	950	1150	1250	1650	1950	2450
Natureza do esforço	Oeste	T	T	T	T	T	T	T	T	T
	Leste	T	T	T	T	T	T	T	F	C

Legenda: C = compressão; T = tração; F = flexão.

5.1.5 MOVIMENTOS DO SOLO DE FUNDAÇÃO

O monitoramento do solo de fundação revelou movimentos horizontais discretos, da ordem de 1mm, até o dia 79. A partir do dia 107, fica mais evidente a ocorrência dos movimentos na camada superior (areia argilo-siltosa). Entre os dias 244 (próximo ao término do 1º período chuvoso) e 360 (após o 1º período chuvoso), observou-se um acréscimo de 160% dos deslocamentos na profundidade de 2,5m. No dia 360 (última leitura antes da inundação induzida do solo de fundação) o deslocamento máximo registrado foi de 6,5mm. A

Figura 5.37 apresenta os deslocamentos horizontais da fundação antes da inundação do solo de fundação.

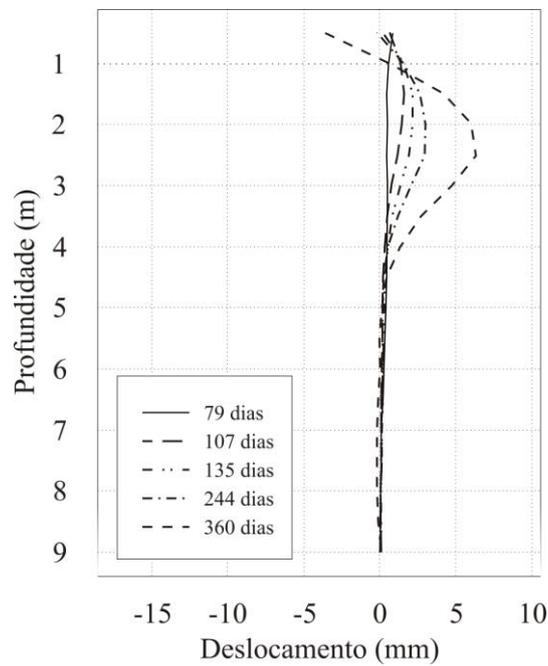


Figura 5.37. Deslocamentos horizontais da fundação do Muro 1 registradas até o dia 360.

A inundação induzida da base do Muro 1 provocou um acréscimo de 61% no deslocamento horizontal do solo de fundação, sendo registrado o valor máximo de 10,5mm (Figura 5.38).

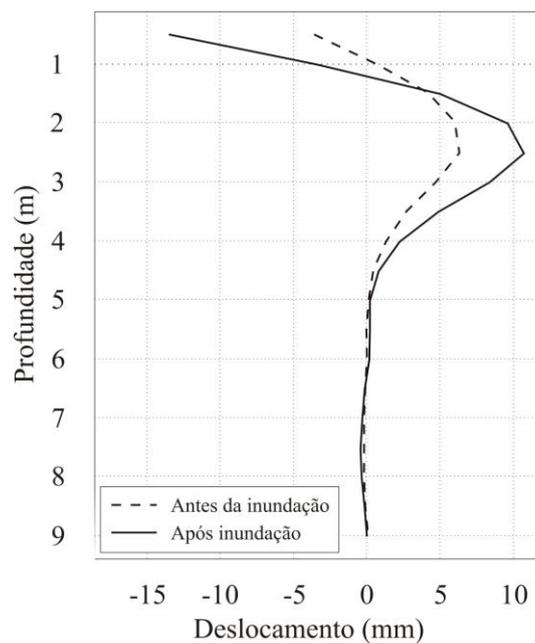


Figura 5.38. Deslocamentos horizontais da fundação do Muro 1 decorrentes da inundação induzida.

5.2 RESULTADOS OBTIDOS PARA O MURO 2 (GEOTÊXTIL)

5.2.1 DESLOCAMENTOS NA FACE

As medidas dos deslocamentos horizontais da face logo após a construção do Muro 2 revelaram um deslocamento máximo, em relação à posição forma durante a construção, variando de 148 mm (cerca de 4,11% da altura do muro) a 254 mm (aproximadamente 7,05% da altura do muro). A média dos deslocamentos horizontais registrados nas camadas 2, 3, 4, 5 e 6 forneceu o valor de 220mm (próximo de 6,11% da altura do muro). O deslocamento máximo de 254 mm foi registrado, na seção leste, na camada #5 (a uma elevação correspondente a 67% da altura do muro).

A análise do perfil da face logo após a construção revela que os movimentos aconteceram devido ao embarrigamento das camadas na face, na região de envelopamento, sendo os maiores deslocamentos registrados na metade inferior de cada trecho entre camadas de reforço. Verificou-se uma significativa diferença entre os deslocamentos da seção oeste e as seções central e leste (Figura 5.39), o que pode ser atribuída à própria variabilidade do RCD-R empregado junto à face.

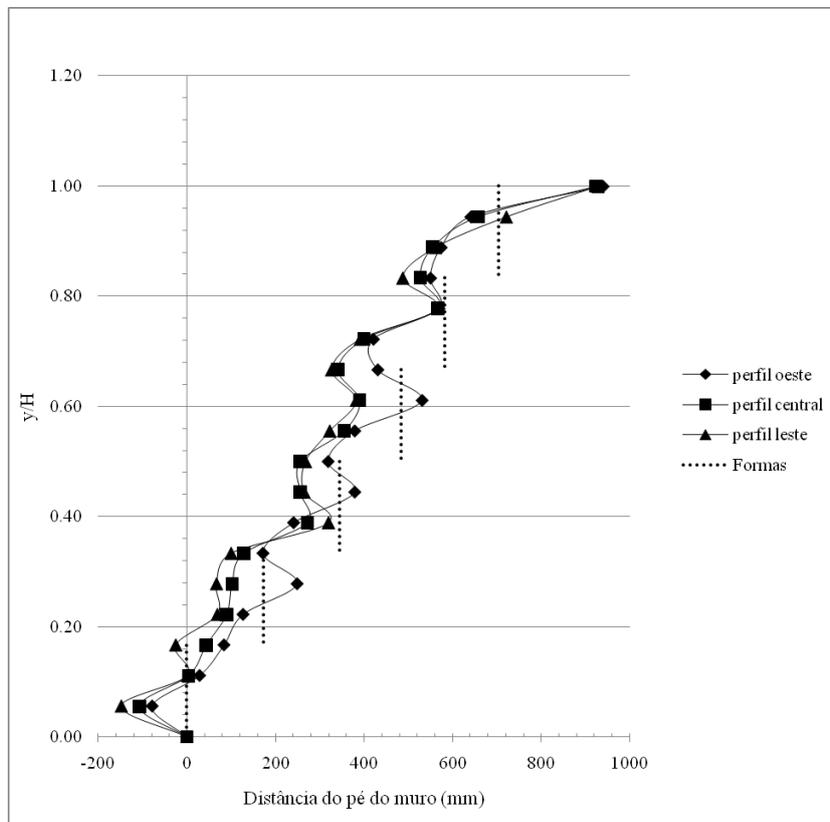


Figura 5.39. Perfil da face do Muro 2 (logo após o término da construção).

As análises seguintes foram realizadas seguindo as considerações e procedimentos adotados nas análises dos deslocamentos horizontais da face do Muro 1, em relação ao valor zero de deslocamento (perfil após no término da construção) e à apresentação dos valores registrados nas leituras (todos ao longo da altura do muro).

Na Seção Oeste, foi observado o crescimento dos deslocamentos horizontais, a partir do pé do muro, ao longo da sua altura, alcançando o valor máximo de 93 mm (aproximadamente 2,58% da altura do muro) na elevação correspondente a 61% da sua altura (Figura 5.40). Verifica-se também a continuidade do movimento de embarrigamento das camadas. O topo do muro apresentou um valor de deslocamento negativo máximo de 193 mm (cerca de 5,36% da altura), decorrente do abatimento da camada em função da falta de confinamento e possível rotação do maciço reforçado. O efeito da inundação da base foi pouco significativo ao longo da altura da estrutura, sendo registrado um acréscimo de 53 mm no deslocamento horizontal a uma elevação correspondente a 22% da altura do muro (Figura 5.41).

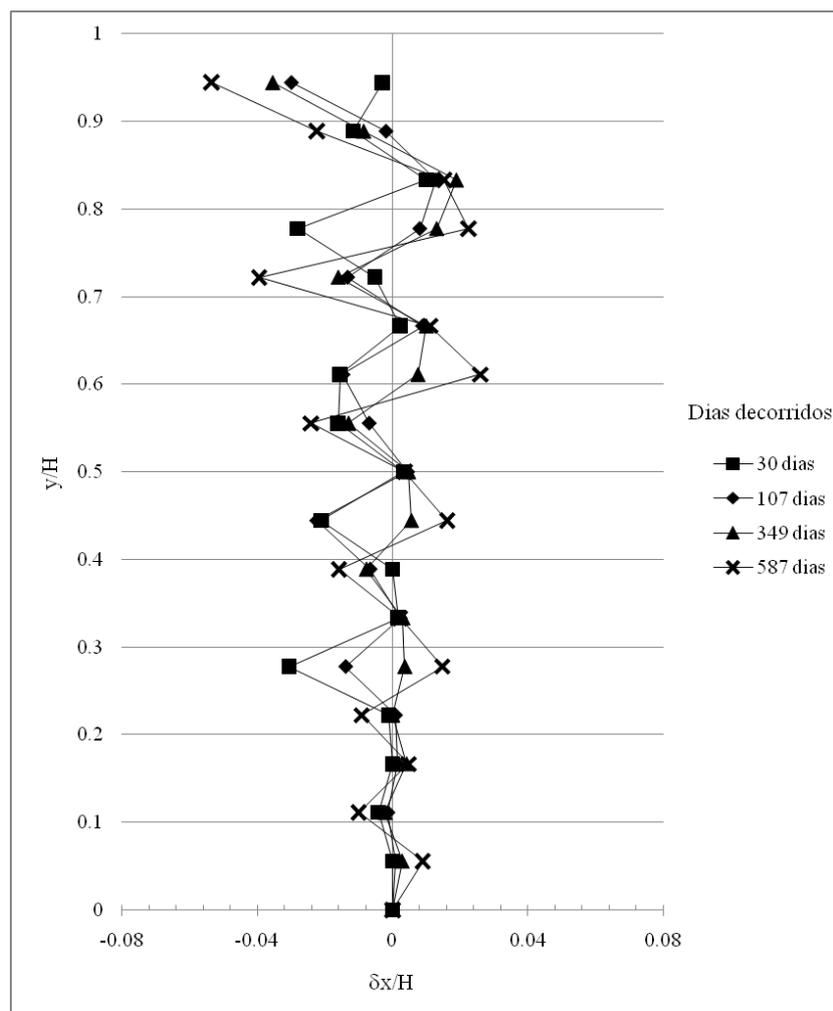


Figura 5.40. Deslocamentos horizontais da face na Seção Oeste (Muro 2).

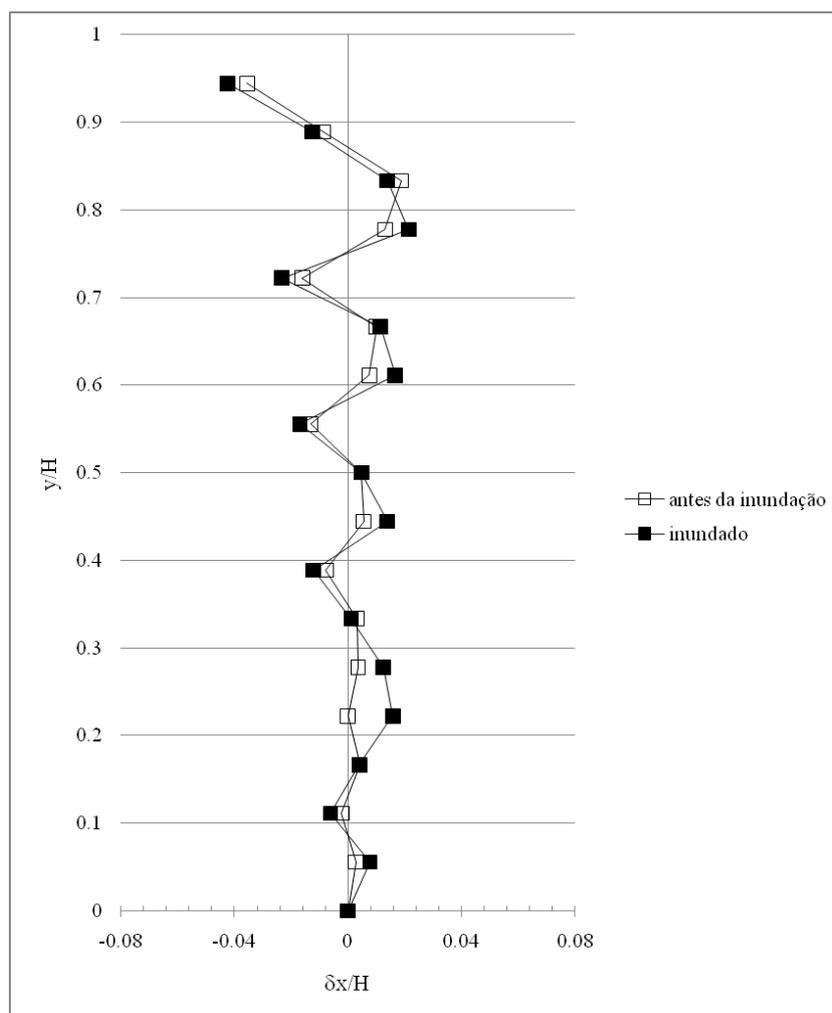


Figura 5.41. Efeito da inundação da base do muro nos deslocamentos horizontais da face da Seção Oeste (Muro 2).

Os deslocamentos horizontais da face do Setor Central apresentaram o mesmo comportamento verificado no Setor Oeste, com o crescimento dos deslocamentos horizontais ao longo da altura do muro. O valor máximo de 96 mm (aproximadamente 2,66% da altura do muro) foi observado a uma elevação correspondente a 78% da altura (Figura 5.42). Verifica-se também a continuidade do movimento de embarrigamento das camadas. O topo do muro apresentou um valor de deslocamento negativo máximo de 195 mm (cerca de 5,41% da altura). O efeito da inundação da base foi pouco significativo, gerando um acréscimo de 70 mm no deslocamento negativo na elevação correspondente a 22% da altura do muro (Figura 5.43) e pequena movimentação no topo.

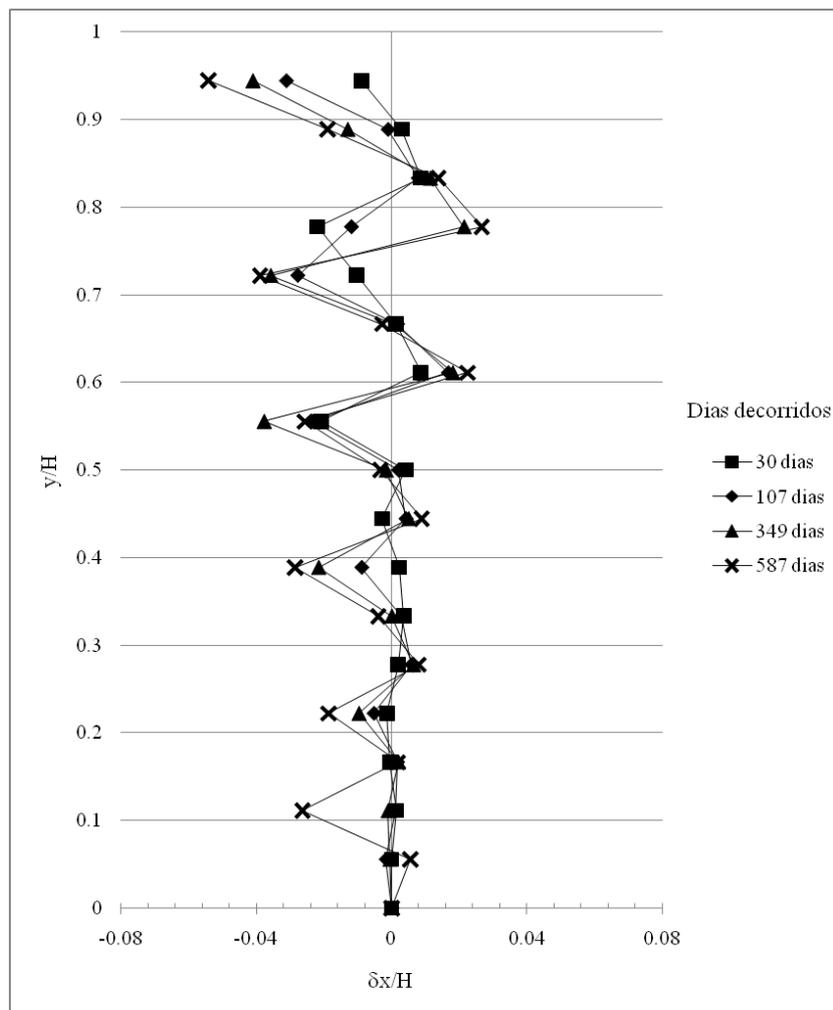


Figura 5.42. Deslocamentos horizontais da face na Seção Central (Muro 2).

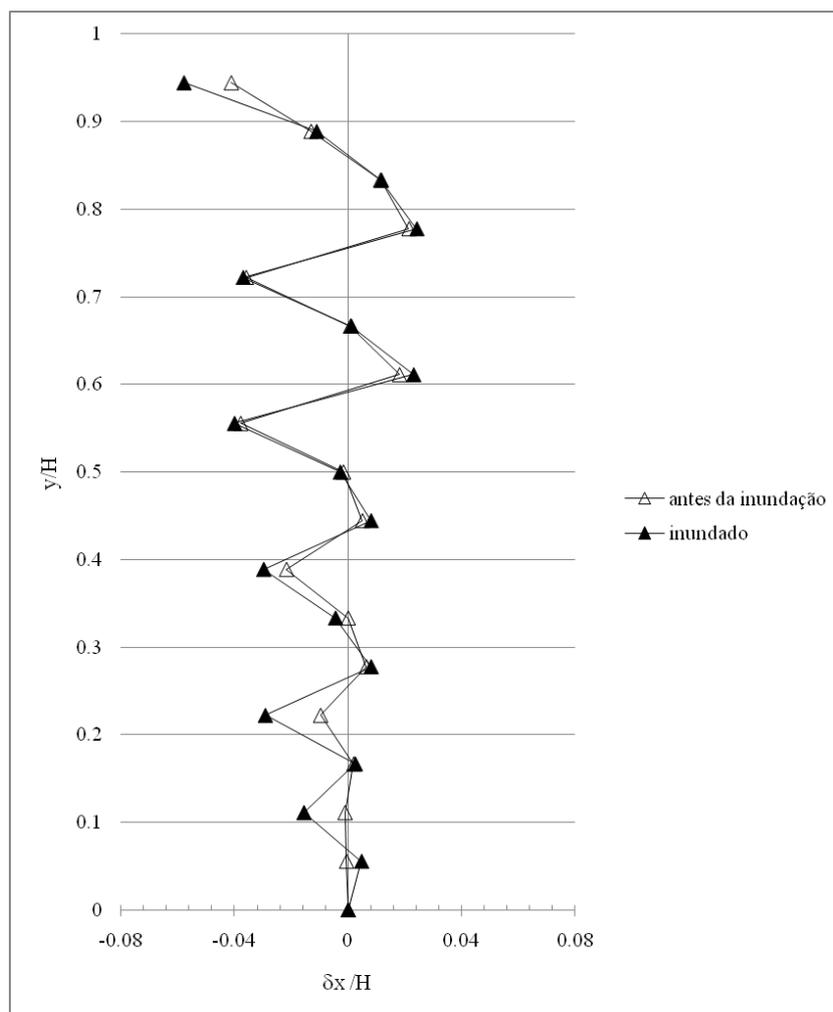


Figura 5.43. Efeito da inundação da base do muro nos deslocamentos horizontais da face da Seção Central (Muro 2).

Na Seção Leste, novamente se verificou o crescimento dos deslocamentos horizontais ao longo da altura do muro. Foi observado o valor máximo de 137 mm (cerca de 3,80% da altura do muro) na elevação correspondente a 78% da sua altura (Figura 5.44). Verifica-se também a continuidade do movimento de embarrigamento das camadas. O topo do muro apresentou um valor de deslocamento negativo máximo de 247 mm (cerca de 6,86% da altura do muro), decorrente do abatimento da última camada e rotação da massa reforçada.

O efeito da inundação da base foi pouco significativo nos deslocamento positivos da Seção Leste, sendo registrados acréscimos no deslocamento horizontal no sentido negativo; o acréscimo máximo foi de 109 mm, a uma elevação correspondente a 72% da altura do muro (Figura 5.45).

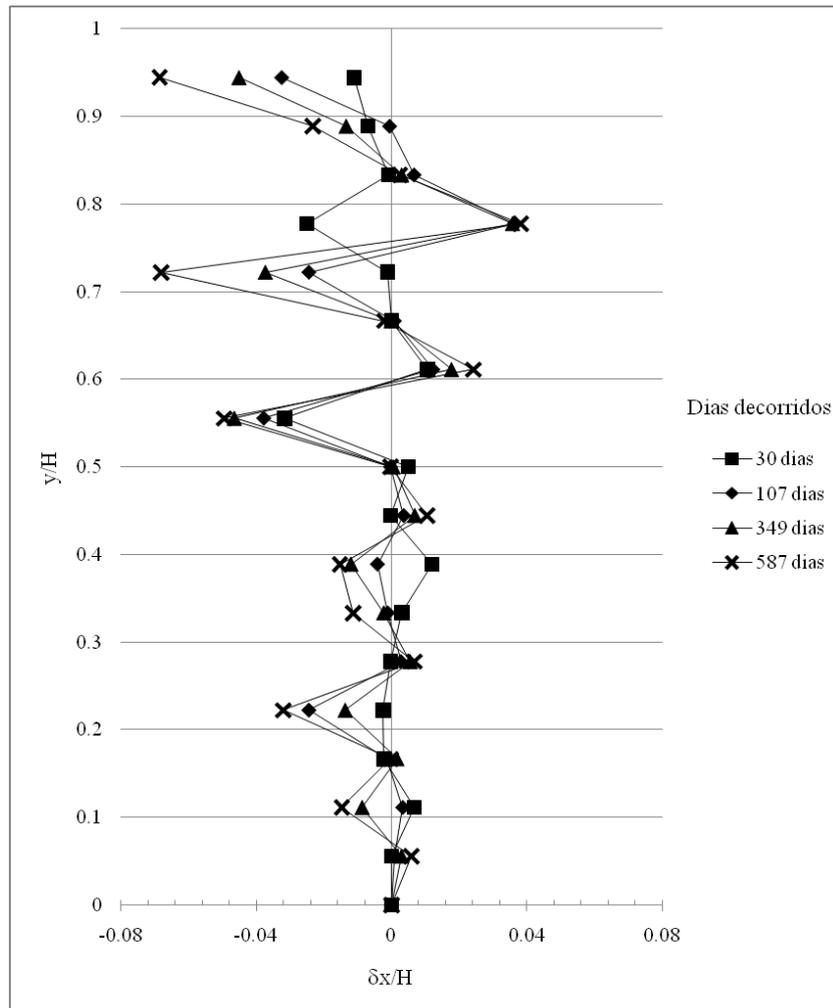


Figura 5.44. Deslocamentos horizontais da face na Seção Leste (Muro 2).

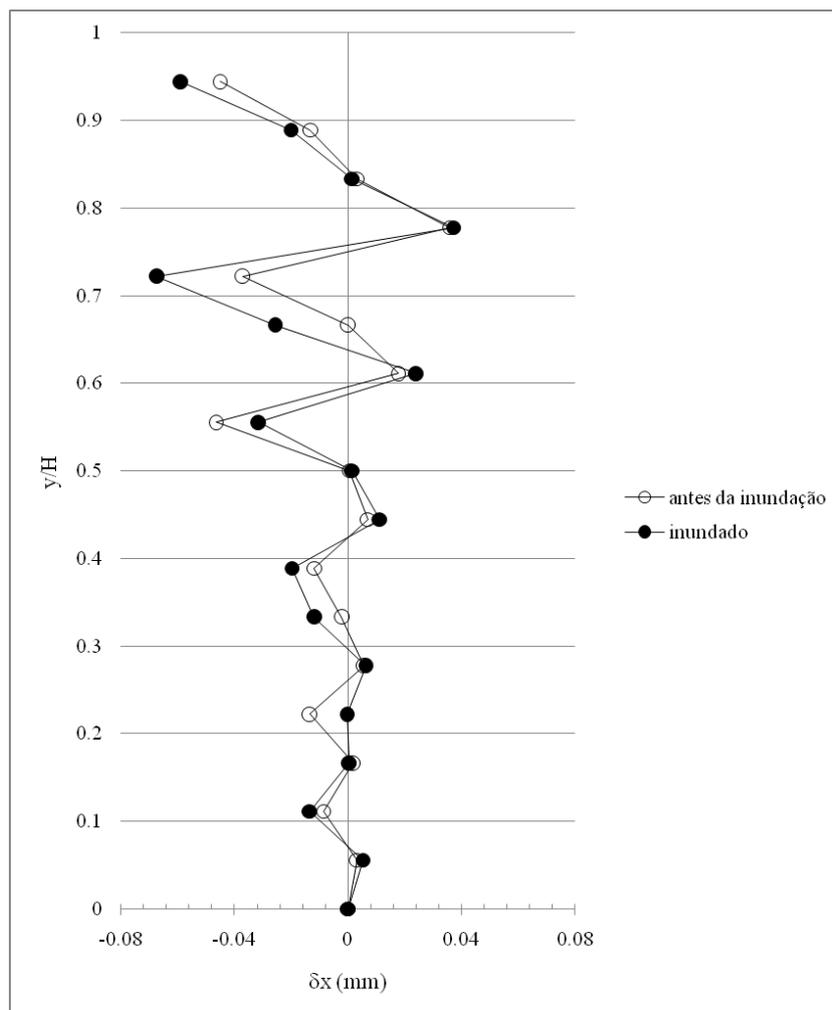


Figura 5.45. Efeito da inundação da base do muro nos deslocamentos horizontais da face da Seção Leste (Muro 2).

5.2.2 RECALQUES NA SUPERFÍCIE DO MACIÇO

De forma geral, a evolução dos recalques do Muro 2 apresentou o mesmo comportamento da observada pelo Muro 1, com mudanças apenas na magnitude dos recalques.

O colapso registrado entre os dias 79 e 107 – já no período chuvoso – apresentou recalques entre 1,81% e 2,30% da altura do muro (cerca de 65 mm a 83 mm). Observou-se a continuidade dos recalques, porém a taxas mais lentas, até o dia 261 – próximo ao término do período chuvoso. Entre os dias 261 e 357, praticamente não foi registrada a ocorrência de recalques no muro.

A leitura realizada após o término da inundação induzida mostrou a ocorrência de outro colapso no muro, este causando recalques de até 1,22% da altura dos muros (aproximadamente 44 mm) num intervalo de tempo inferior a 48 horas.

Após o segundo colapso dos muros, registraram-se recalques até o dia 409; além desta data praticamente não foram observados recalques até o dia 586 (último dia de leitura). As Figuras 5.46, 5.47 e 5.48 apresentam as curvas recalque versus tempo das linhas Oeste, Central e Leste, respectivamente.

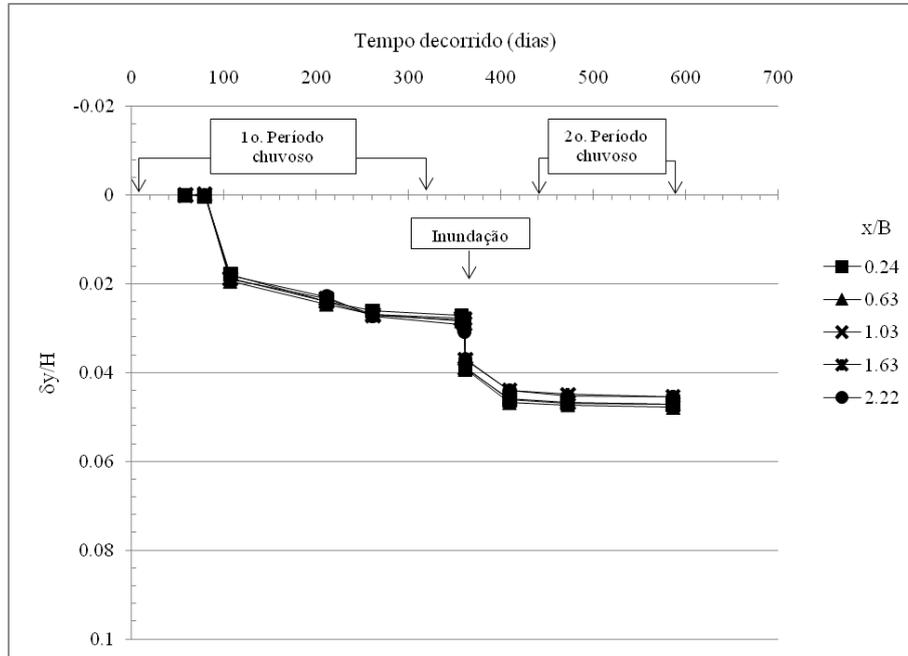


Figura 5.46. Curva recalque versus tempo da Linha Oeste de marcos superficiais (Muro 2).

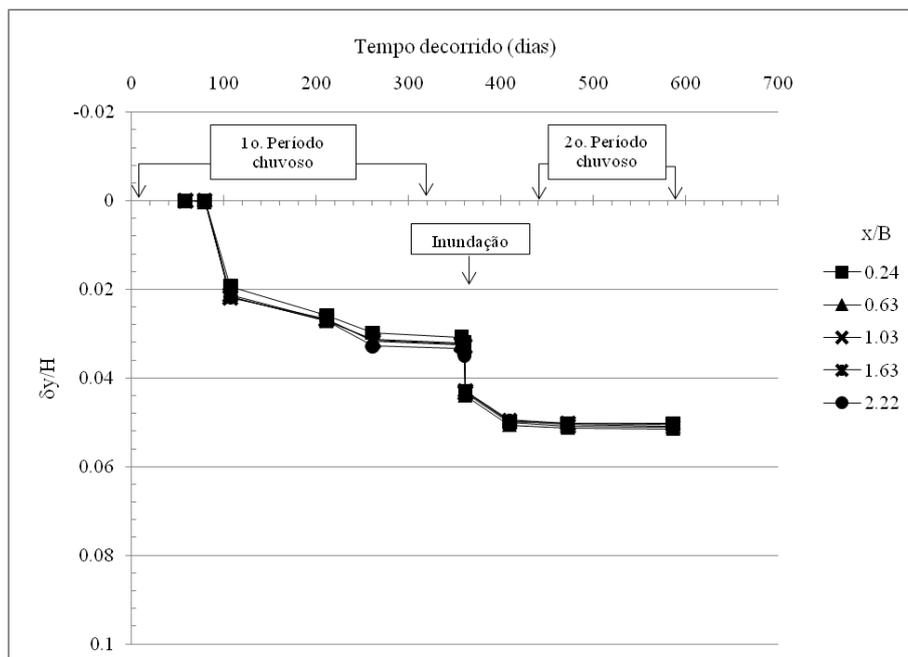


Figura 5.47. Curva recalque versus tempo da Linha Central de marcos superficiais (Muro 2).

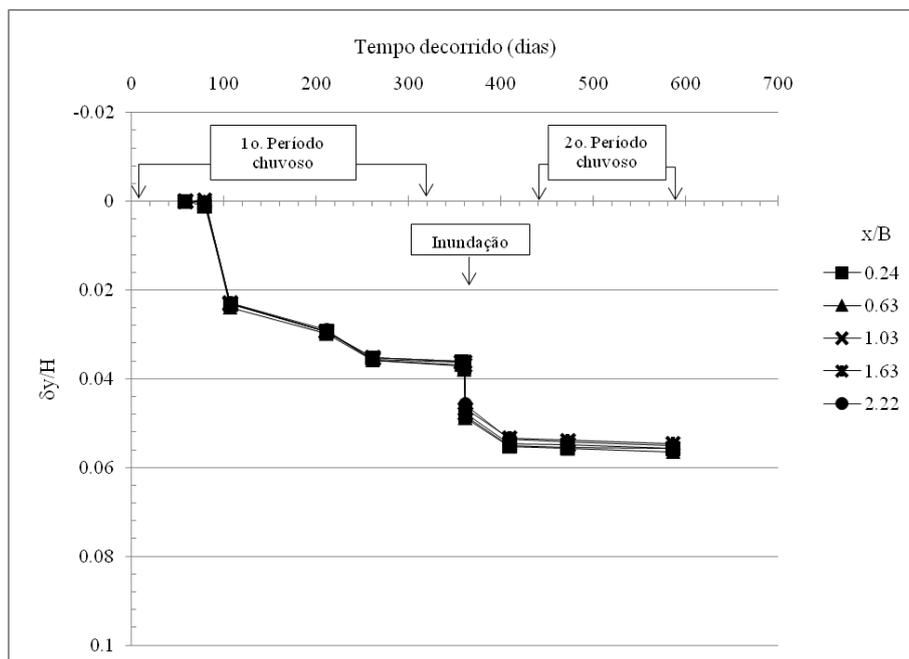


Figura 5.48. Curva recalque versus tempo da Linha Leste de marcos superficiais (Muro 2).

Os recalques da superfície do maciço reforçado apresentaram mesmas magnitudes ao longo da linha de instalação dos marcos superficiais. Os valores de recalque máximos foram observados na Seção Leste, variando de 5,57% da altura do muro (próximo à face) a 5,51% da altura do muro (no ponto localizado a 2,22 vezes o comprimento do reforço). As Figuras 5.49, 5.50 e 5.51 apresentam os perfis de recalques normalizados das linhas de marcos superficiais em função dos dias decorridos.

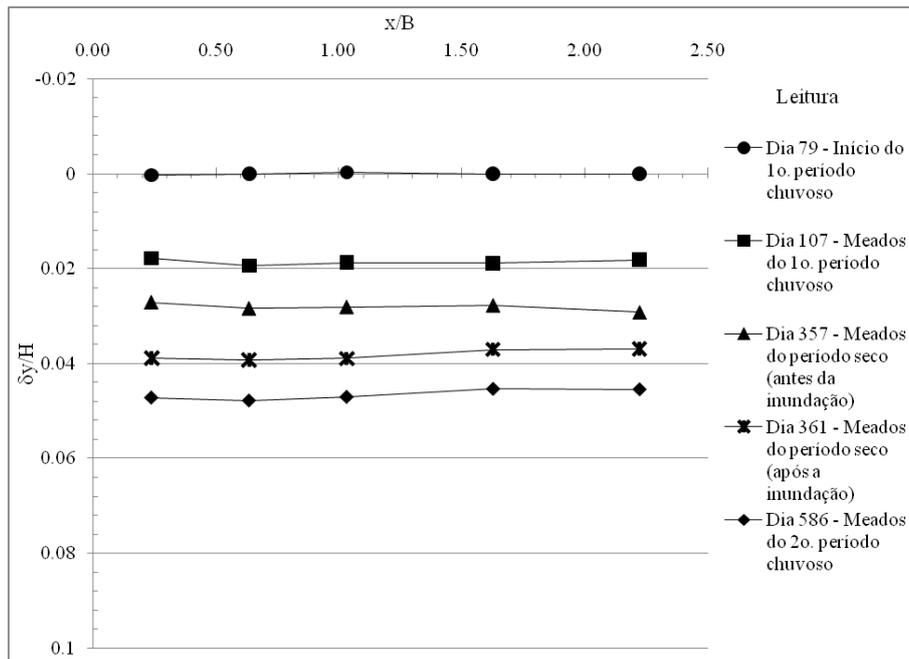


Figura 5.49. Perfis de recalques ao longo da Linha Oeste de marcos superficiais (Muro 2).

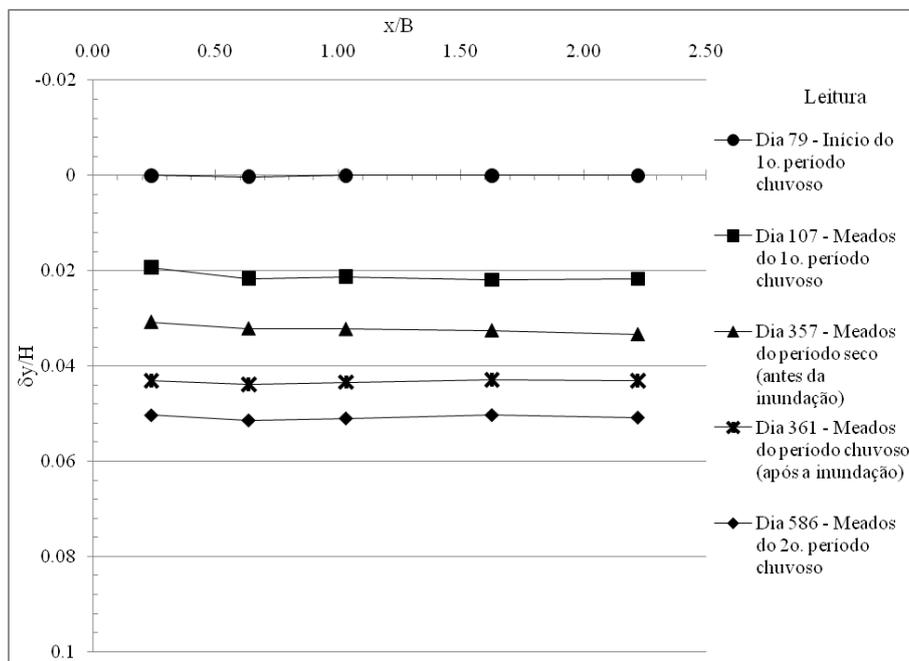


Figura 5.50. Perfis de recalques ao longo da Linha Central de marcos superficiais (Muro 2).

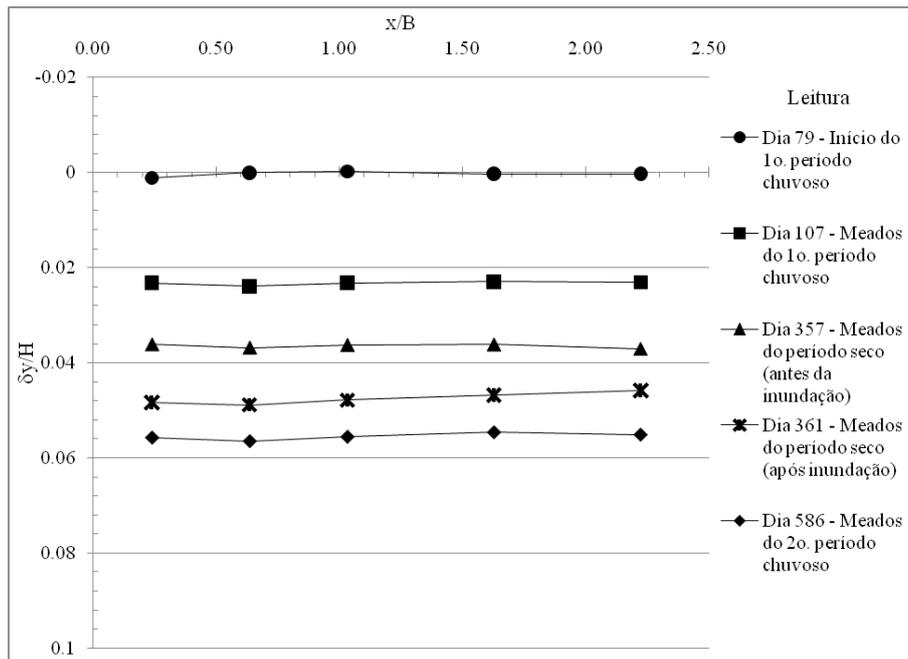


Figura 5.51. Perfis de recalques ao longo da Linha Leste de marcos superficiais (Muro 2).

O efeito da inundação induzida da base do muro causou recalques da ordem de 1,22% da sua altura (cerca de 44 mm), no ponto mais próximo à face, e entre 0,7% a 0,9% (aproximadamente 28 mm a 35 mm), no ponto localizado a 2,22 vezes o comprimento do reforço. Os perfis de recalques nas linhas de marcos superficiais decorrentes da inundação induzida da base do muro são apresentados na Figura 5.52.

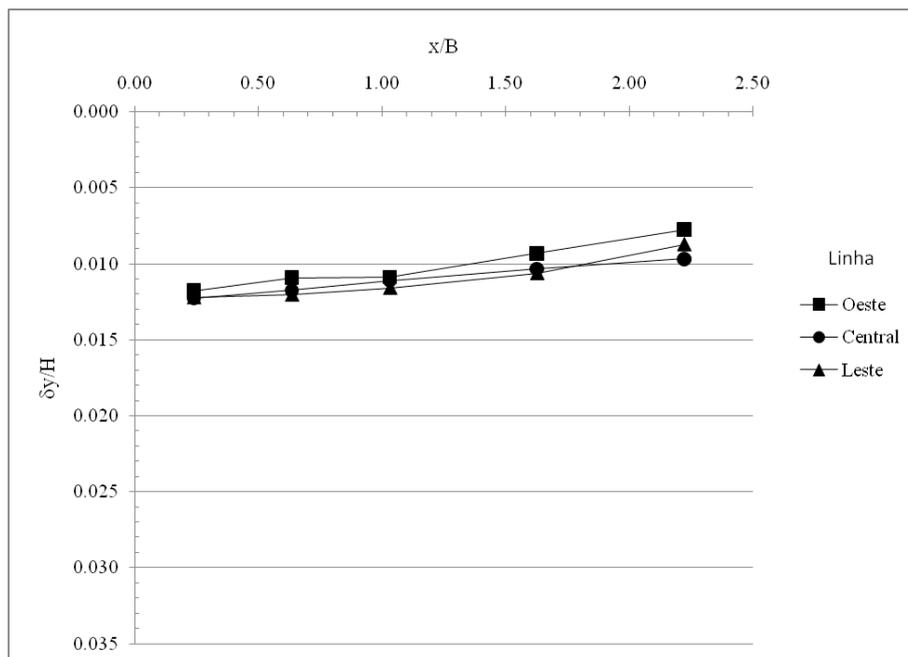


Figura 5.52. Recalques decorrentes da inundação da base do muro (Muro2).

5.2.3 TENSÕES NO MACIÇO

Assim como observado no Muro 1, durante o período de construção, verificou-se uma variação dos valores de tensões verticais na base do Muro 2 (200 mm acima da camada #1 de reforço). Inicialmente, as CTT apresentaram valores acima de γH ; em seguida, a medida que o muro foi elevado, esses valores sofreram redução até a altura de 2,20m (61% da altura do muro), e, a partir daí, os valores sofreram pouca alteração até a conclusão da construção do muro (Figura 5.53). Novamente, acredita-se que esse comportamento de redução das tensões ao longo da construção pode ser explicado pela falta de precisão das CTT para níveis baixos de tensão.

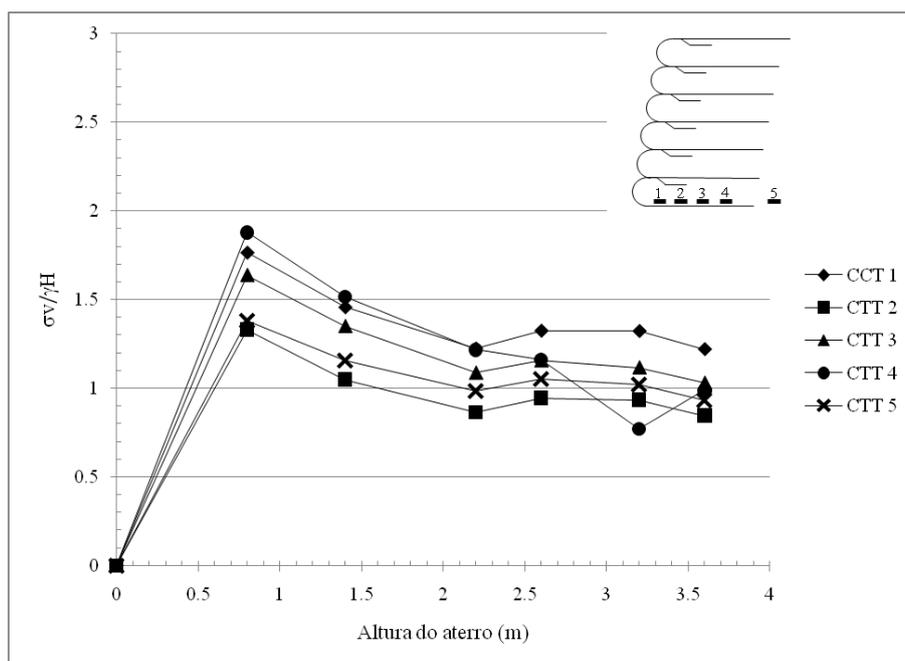


Figura 5.53. Tensões verticais na base (200 mm acima da camada #1) do Muro 2 durante a construção.

Após o término da construção (dia zero) as tensões na base registradas pela maioria das CTT praticamente se mantiveram constantes até a última leitura (dia 107), apresentando valores finais de $0,84\gamma H$ a $1,22\gamma H$, conforme pode ser observado na Figura 5.54. Apenas a CTT 1, localizada mais próxima da face do muro, registrou aumento no valor da tensão. O

comportamento registrado pela CTT 1 pode ser explicado pelo fato da região mais próxima à face estar sujeita a maiores deformações do reforço e, conseqüentemente, movimentos do RCD-R.

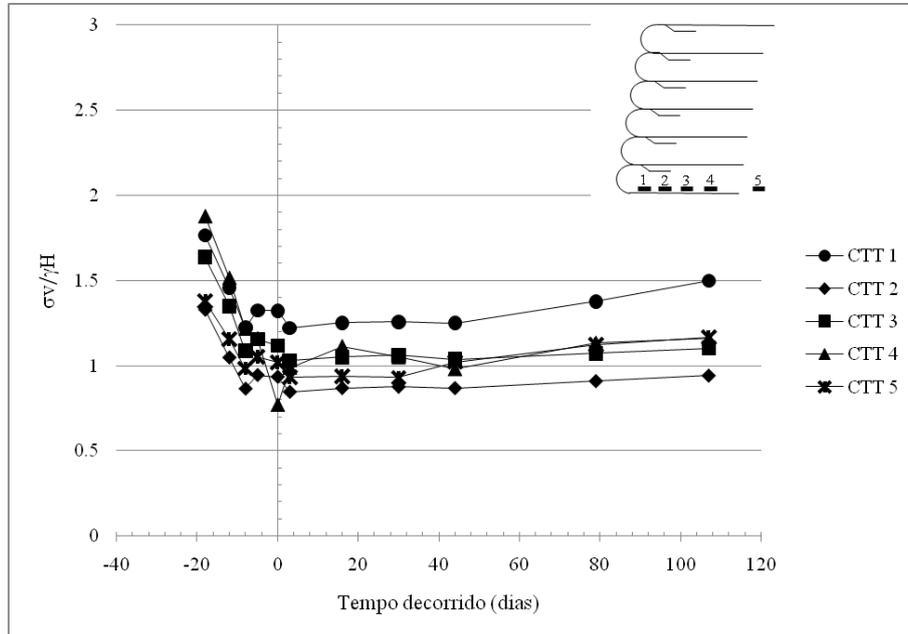


Figura 5.54. Tensões verticais na base (200 mm acima da camada #1) do Muro 2 ao longo do tempo.

A variação de tensões verticais ao longo da base do Muro 2, registrada no dia 107, apresentou valores mais elevados – da ordem de $1,25\gamma H$ – próximo a face do muro; seguido da redução até o ponto localizado a 40% do comprimento do reforço (Figura 5.55). Depois desse ponto, a tensão aumentou, alcançando valores perto de γH nos pontos localizados a 80% e 120% do comprimento do reforço. Além da elevada concentração de reforços na região do envelopamento do RCD-R, a ocorrência de maiores deslocamentos do geotêxtil e movimentos do RCD-R na proximidade da face podem ser a causa do surgimento de tensões mais altas no ponto localizado a uma distância de 20% do comprimento do reforço.

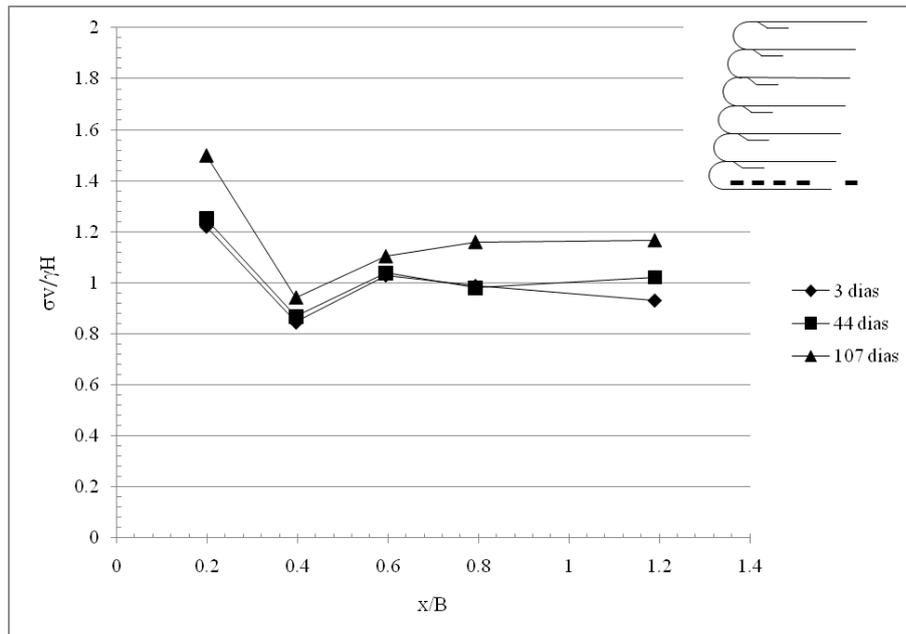


Figura 5.55. Tensões verticais ao longo da base (200mm acima da camada #1) do Muro 2.

As tensões horizontais registradas pelas CTT ao longo da altura do Muro 2 – imediatamente após o maciço reforçado – apresentaram, de forma geral, valores de tensão horizontal acima dos previstos pela teoria de Rankine para o cálculo de empuxo de terras (Figura 5.56). Acredita-se que os valores negativos capturados pela CTT instalada mais próxima a superfície tenham sido influenciados pela rotação das CTT em relação a sua posição inicial de instalação e falta de precisão das CTT para os baixos níveis de tensão.

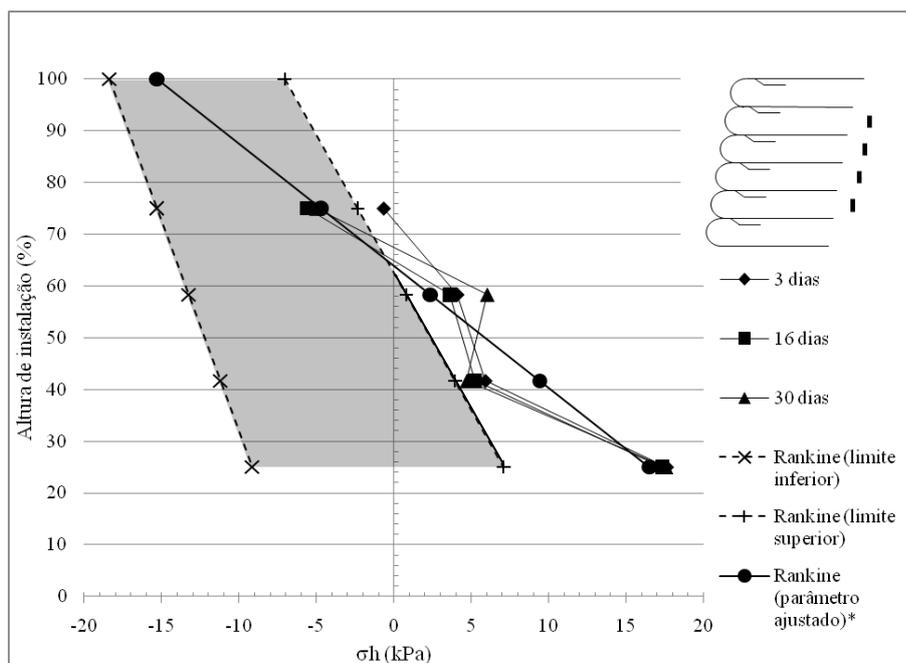


Figura 5.56. Tensões horizontais ao longo altura do muro (Muro 2).

Nota: (*) Parâmetros ajustados: $c = 9,5 \text{ kPa}$; $\phi = 12,2^\circ$; $\gamma = 18,1 \text{ kN/m}^3$.

Embora a tentativa de ajuste da linha de distribuição – a partir das médias dos valores medidos – das tensões horizontais tenha obtidos valores de coesão (c) e peso específico (γ) dentro dos respectivos intervalos apresentados na Tabela 5.1 (mostrada anteriormente), o valor de ângulo de atrito (ϕ) mostrou-se bastante abaixo do esperado para o RCD-R.

A CTT instalada no sentido vertical no Muro 2, a 1,50m da base de muro e além da região reforçada, apresentou valores de tensões horizontais acima dos previstos pela teoria de Rankine para o cálculo de empuxo de terras – adotando-se como referência o ‘limite superior’ apresentado na Figura 5.56 (mostrada anteriormente). Nas demais CTT instaladas verticalmente ao longo da camada #3, observou-se a redução dos valores de tensões horizontais até o ponto localizado a 60% do comprimento do reforço; após esse ponto, observou-se uma retomada dos valores de tensão a medida que a CTT se aproximava da face do muro. Registrou-se o valor médio de $0,57 \cdot (K_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot (K_a)^{1/2})$ na última leitura dos pontos localizados no interior da camada #3 de reforço (Figura 5.57).

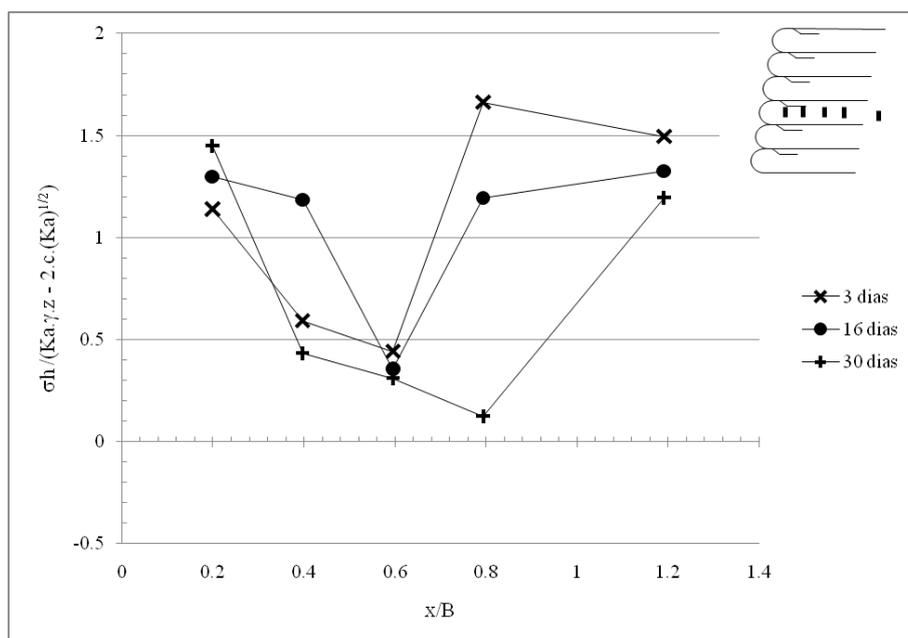


Figura 5.57. Tensões horizontais ao longo da camada #3 – 1,5m acima da base do muro (Muro 2).

O fato da CTT instalada mais próxima à face ter apresentado uma retomada dos valores de tensão – apresentando valores superiores ao previsto pela teoria de Rankine – pode ser explicado pelos movimentos da face, os quais podem ter causado a rotação das células em relação à sua posição original durante o período de monitoramento.

Os comportamentos registrados pelas CTT instaladas verticalmente – ao longo das alturas dos muros e das camada #3 em ambos os muros (Muro 1 e Muro 2) – podem ser melhor entendidos após a realização da desconstrução dos muros e conferência do posicionamento das CTT.

5.2.4 DEFORMAÇÃO DOS REFORÇOS

As análises das deformações nos reforços do Muro 2 foram realizadas considerando apenas o período após a construção, uma vez que a instalação dos extensômetros de cabo de aço só foi concluída após o término da construção dos muros. Assim como adotado nas seções anteriores, as datas nos gráficos tomaram como referência o dia de término da construção, sendo este considerado o ‘dia zero’. Nos gráficos, a localização dos ‘Pontos’ referem-se à distância média entre os pontos de fixação dos extensômetros de cabo de aço. Assim, por exemplo, os valores de deformação do ‘Ponto 1’ foram calculados com os deslocamentos registrados pelos pontos de fixação a 0 (zero) e a 500 mm a partir da face.

Camada #1

A camada #1 de geotextil não foi instrumentada.

Camada #2

Os valores das deformações na camada #2 apresentaram variações ao longo de todo o período de monitoramento do muro. No entanto, tais valores ficaram dentro do intervalo de -0,6% a +1,6% (Figura 5.58). A análise das deformações ao longo do comprimento do reforço revela que as deformações foram maiores na região próxima a face; sendo observado um acréscimo de deformações negativas no ponto localizado a 30% do comprimento do reforço (Figura 5.59).

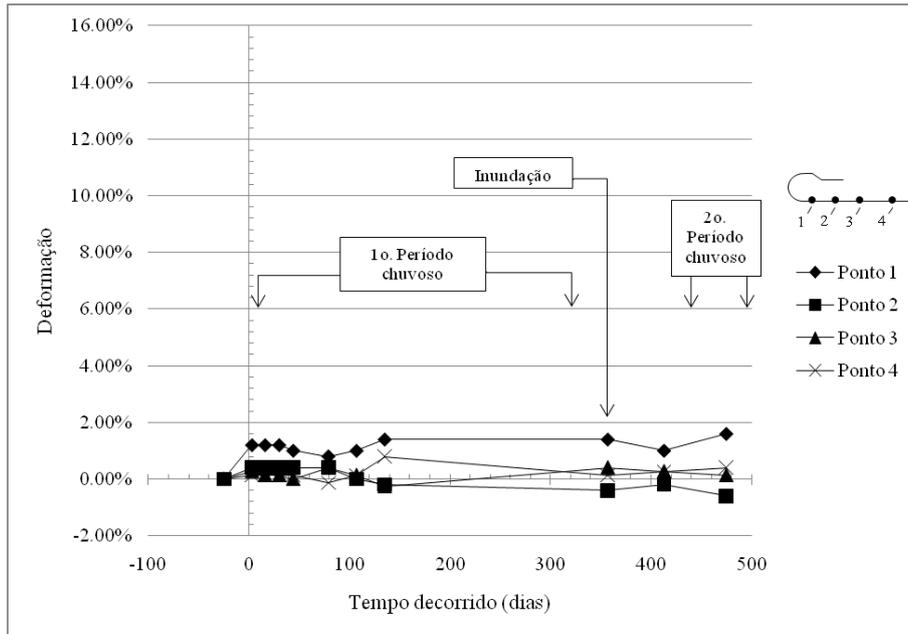


Figura 5.58. Deformação no reforço da camada #2 versus tempo (Muro 2).

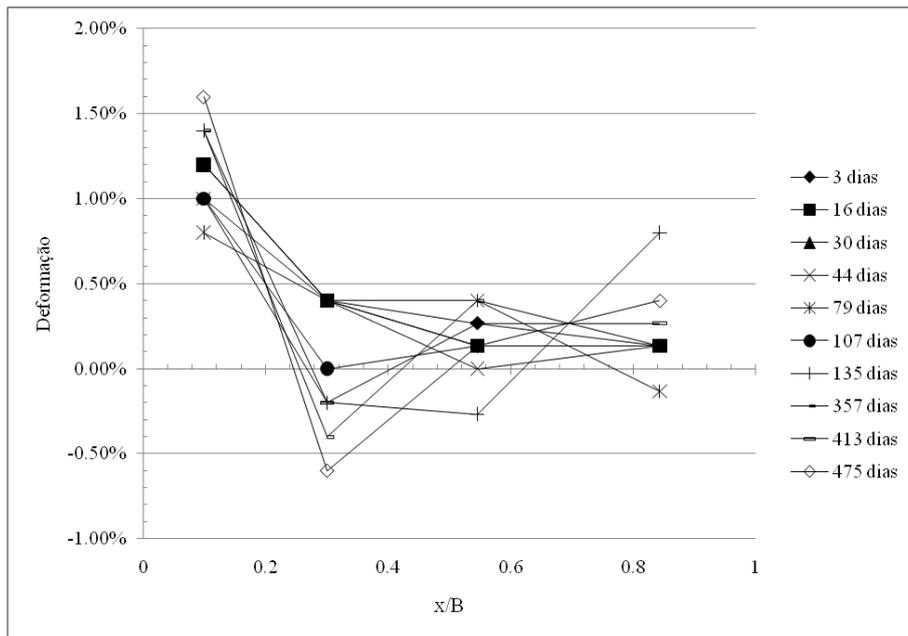


Figura 5.59. Perfis de deformações ao longo do comprimento do reforço da camada #2 (Muro 2).

Camadas #3, #4 e #5

Embora a variação dos valores de deformação dos reforços das camadas #3, #4 e #5 apresentem comportamentos bastante semelhante ao observado na camada #2, verifica-se que um aumento nas suas magnitudes – no período compreendido entre o término da construção

(dia zero) e o dia 135 (período chuvoso em Brasília-DF) – chegando a 1.8% na camada #5. As Figuras 5.60, 5.61 e 5.62 apresentam as deformações dos reforços das camadas #3, #4 e #5, respectivamente.

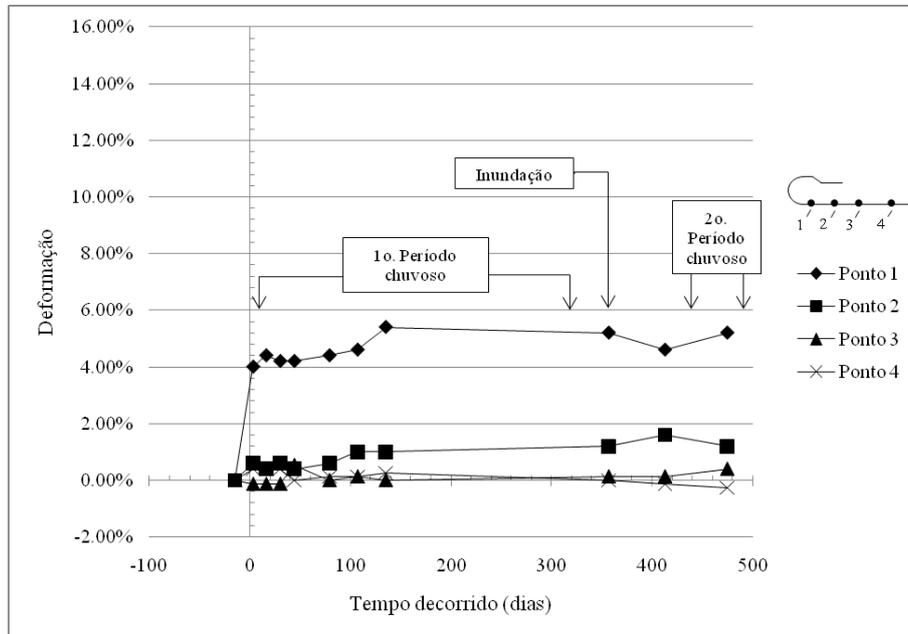


Figura 5.60. Deformação no reforço da camada #3 versus tempo (Muro 2).

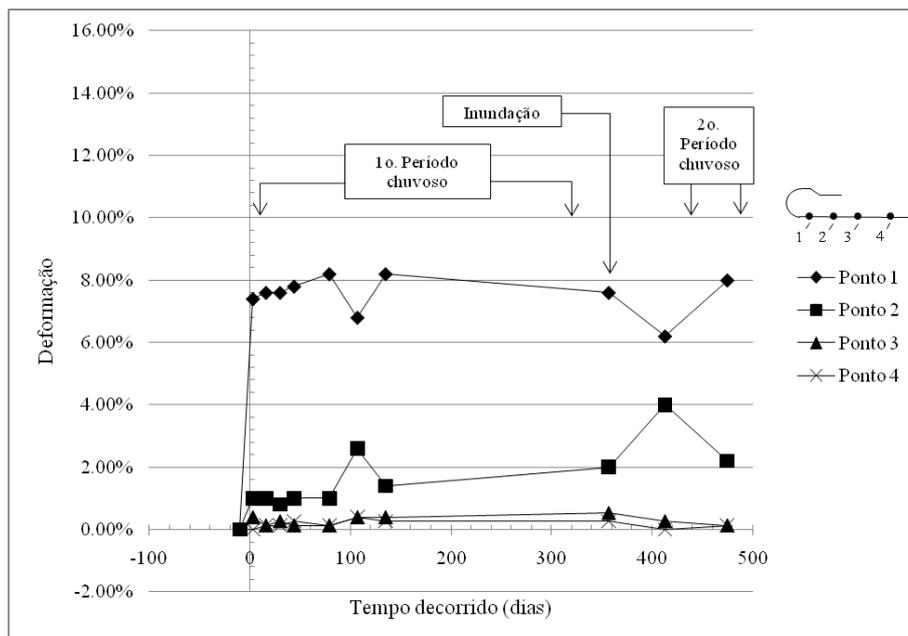


Figura 5.61. Deformação no reforço da camada #4 versus tempo (Muro 2).

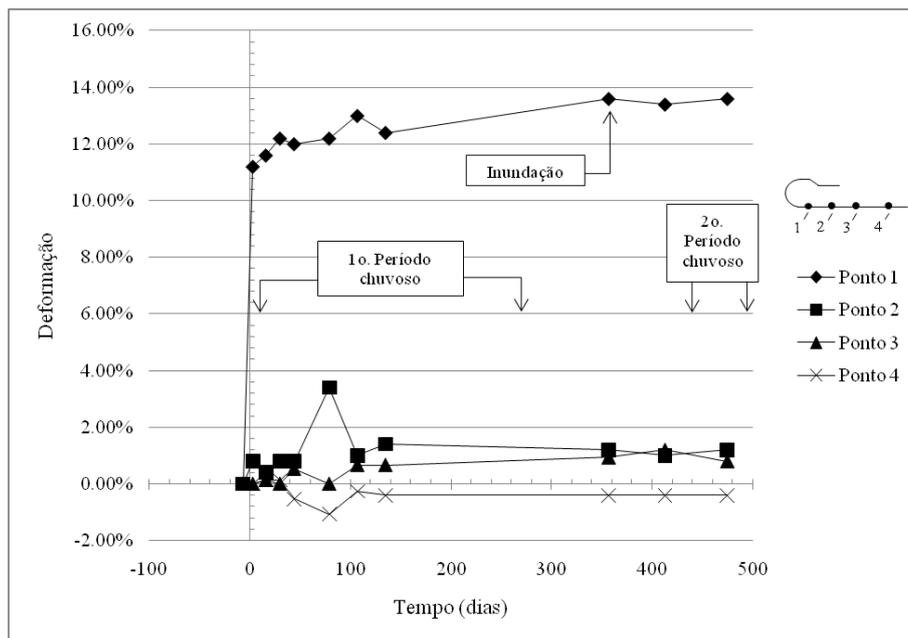


Figura 5.62. Deformação no reforço da camada #5 versus tempo (Muro 2).

Embora as deformações no ‘Ponto 1’ em todas as camadas sejam bastante influenciadas pelo fato do extensômetro de cabo de aço ter sido fixado imediatamente atrás da face, as análises das deformações ao longo dos comprimentos dos reforços #3, #4 e #5 demonstram um aumento das deformações dos ‘Pontos’ localizados mais próximos à face. Em cada camada, esse comportamento torna-se mais evidente ao longo do tempo; entre as camadas, à medida que a altura de instalação do reforço aumenta. As Figuras 5.63, 5.64 e 5.65 apresentam os perfis de deformações ao longo dos comprimentos das camadas #3, #4 e #5, respectivamente.

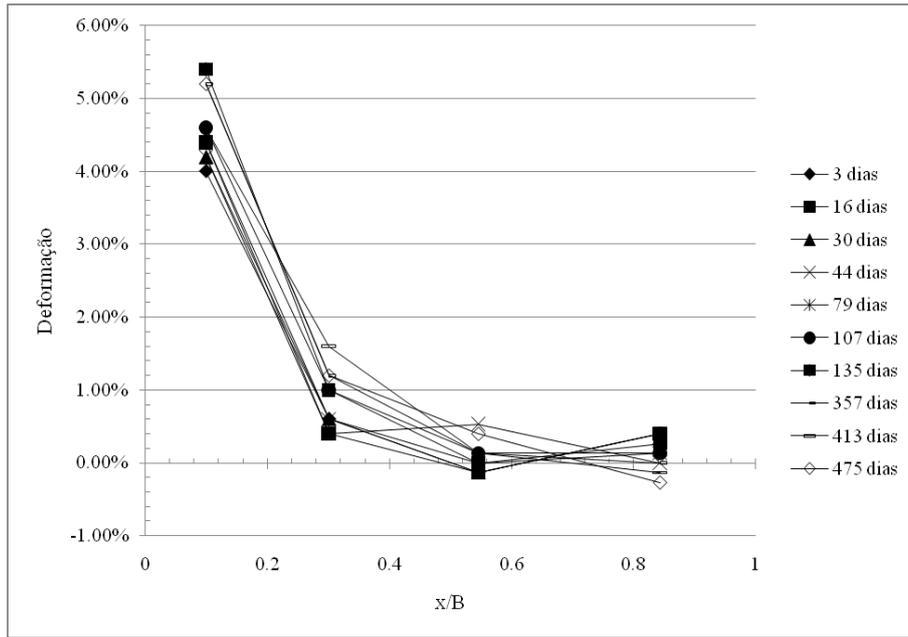


Figura 5.63. Perfís de deformações ao longo do comprimento do reforço da camada #3 (Muro 2).

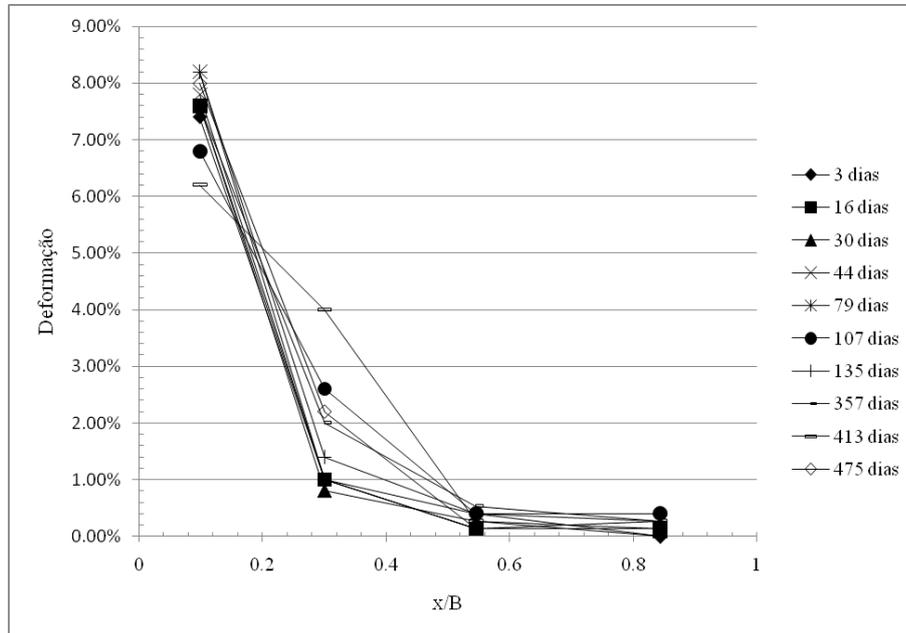


Figura 5.64. Perfís de deformações ao longo do comprimento do reforço da camada #4 (Muro 2).

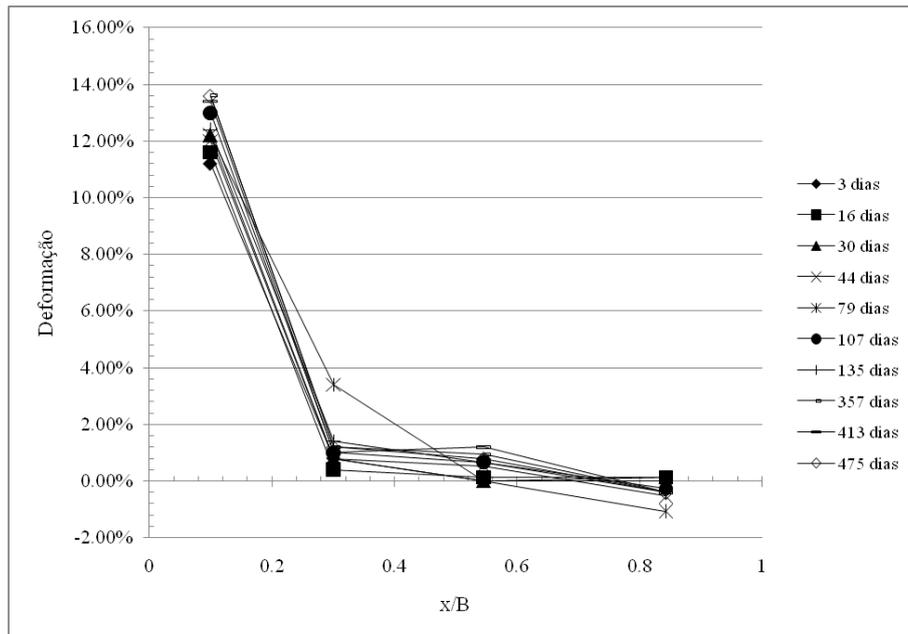


Figura 5.65. Perfís de deformações ao longo do comprimento do reforço da camada #5 (Muro 2).

Camada #6

Os efeitos do primeiro período chuvoso – entre os dias zero e 304 – nas deformações dos reforços do Muro 2 são explícitos na camada #6, como mostra a Figura 5.66. Entre o término da construção (dia zero) e o dia 135, foi registrada a variação de deformação no Ponto 1 de 4,8%. Após essa data as deformações do Ponto 1 praticamente se mantiveram constantes. Apesar disso, as deformações nos pontos mais afastados da face apresentaram o mesmo comportamento verificados nas camadas #3, #4 e #5, inclusive mostraram-se dentro do mesmo intervalo de variação de deformação (Figura 5.67).

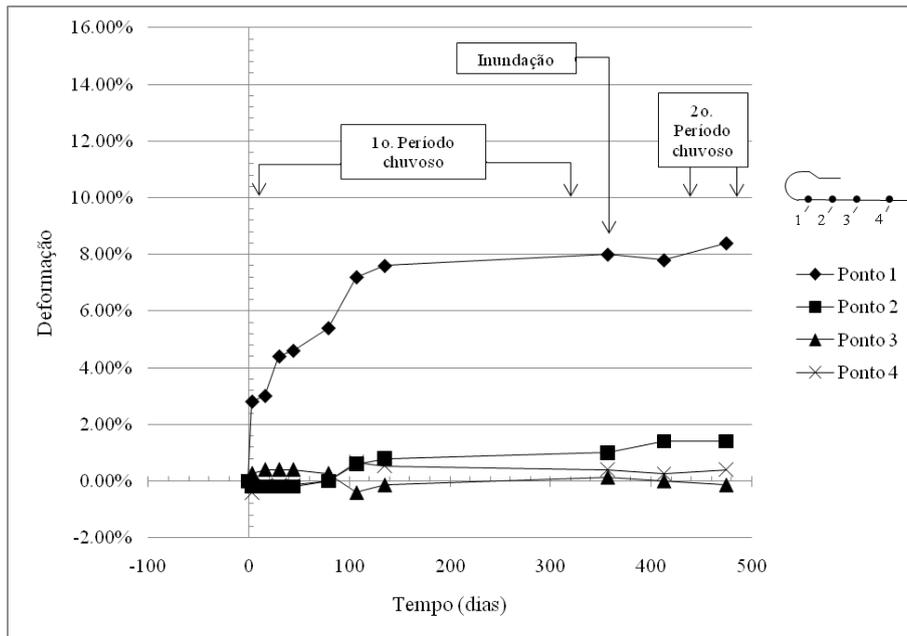


Figura 5.66. Deformação no reforço da camada #6 (Muro 2).

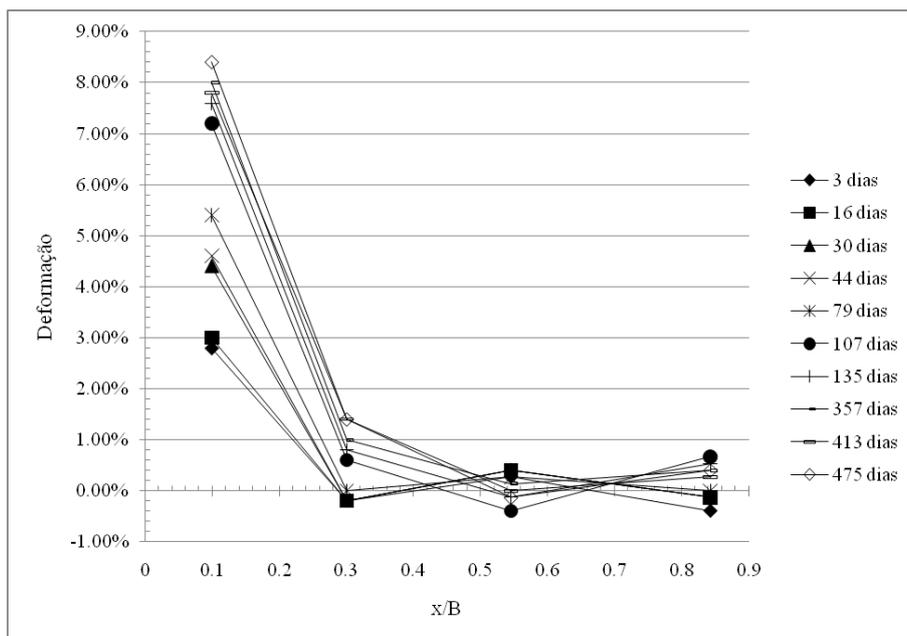


Figura 5.67. Deformação ao longo do comprimento do reforço da camada 6 (Muro 2).

5.2.5 MOVIMENTOS DO SOLO DE FUNDAÇÃO

O monitoramento do solo de fundação – do Muro 2 – revelou praticamente a ausência de movimentos horizontais até o dia 79. No dia 107 – já no primeiro período chuvoso da pesquisa – foi registrado um deslocamento horizontal de 4,0 mm, na profundidade de 3,0 m, na camada de areia argilosa com silte. Este deslocamento corresponde a aproximadamente

60% de todo o deslocamento registrado até o dia 360 – última leitura antes da inundação induzida da base. A Figura 5.68 apresenta os deslocamentos horizontais do solo de fundação do Muro 2 antes da inundação induzida da base.

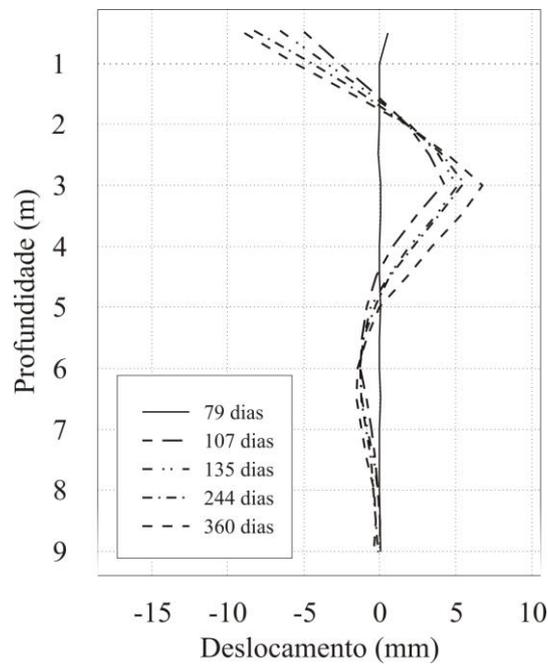


Figura 5.68. Deslocamentos horizontais da fundação do Muro 2 registradas até o dia 360.

A inundação induzida provocou um acréscimo de 29% no deslocamento horizontal do solo de fundação do Muro 2, sendo registrado o valor máximo de 9,0 mm (Figura 5.69).

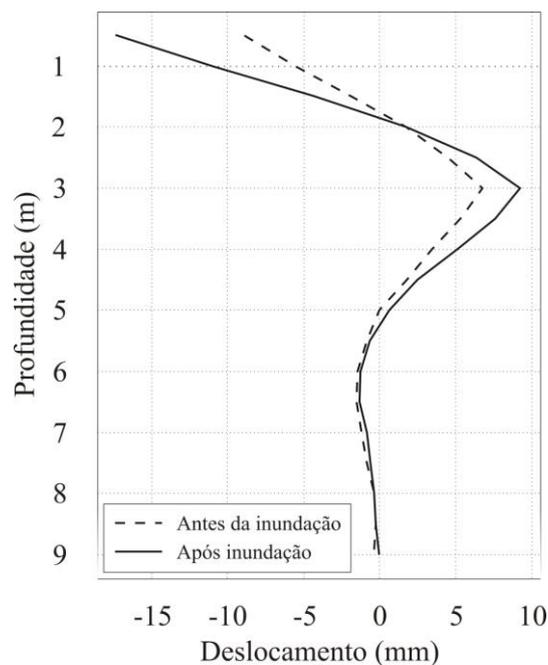


Figura 5.69. Deslocamentos horizontais da fundação do Muro 2 decorrentes da inundação induzida.

5.3 COMPARAÇÃO DO DESEMPENHO DOS MUROS 1 E 2

Os desempenhos dos Muros 1 e 2 são comparados tomando como referência 3 momentos específicos ao longo de toda a pesquisa. Esses momentos são:

- a primeira leitura após o término da construção dos muros;
- o final do 1º período chuvoso (por volta do dia 304); e
- a última leitura (dia 586).

Os resultados apresentados aqui são os valores médios de cada instrumento. Por exemplo, os deslocamentos horizontais da face de um muro consistem da média dos deslocamentos registrados pelas 3 seções de monitoramento (Oeste, Central e Leste). Para as deformações medidas com extensômetros elétricos foram calculadas, inicialmente, as médias entre as deformações verificadas na base e topo de cada ponto, e, posteriormente, as médias entre os pontos localizados a uma mesma distância da face instalados nas 2 linhas de monitoramento (Oeste e Leste).

5.3.1 DESEMPENHO NO FINAL DA CONSTRUÇÃO

Deslocamentos horizontais da face

A análise dos perfis das faces logo após o término da construção dos muros demonstra que o Muro 2 – construído com geotêxtil – apresentou maiores deslocamentos horizontais em relação ao Muro 1 – construído com geogrelha. As maiores diferenças foram observadas abaixo da elevação correspondente a 60% da altura dos muros (Figura 5.70). No entanto, vale ressaltar que a comparação dos trechos localizados entre as elevações correspondentes a 66% e 83% da altura do muro acabou sendo prejudicada pela movimentação horizontal da 5ª fôrma durante a construção do Muro 1.

O maior deslocamento da face do Muro 2 já era esperado, dado que o geotêxtil apresenta uma rigidez não confinada inferior à da geogrelha. Uma vez que o geotêxtil na face sofre maiores deformações, o confinamento do aterro junto à face é reduzido e, conseqüentemente, maiores deslocamentos do RCD-R acontecem, promovendo novamente solicitações no geotêxtil. O ponto de leitura localizado no topo dos muros evidencia a influência da baixa rigidez do geotêxtil e dos deslocamentos do RCD-R.

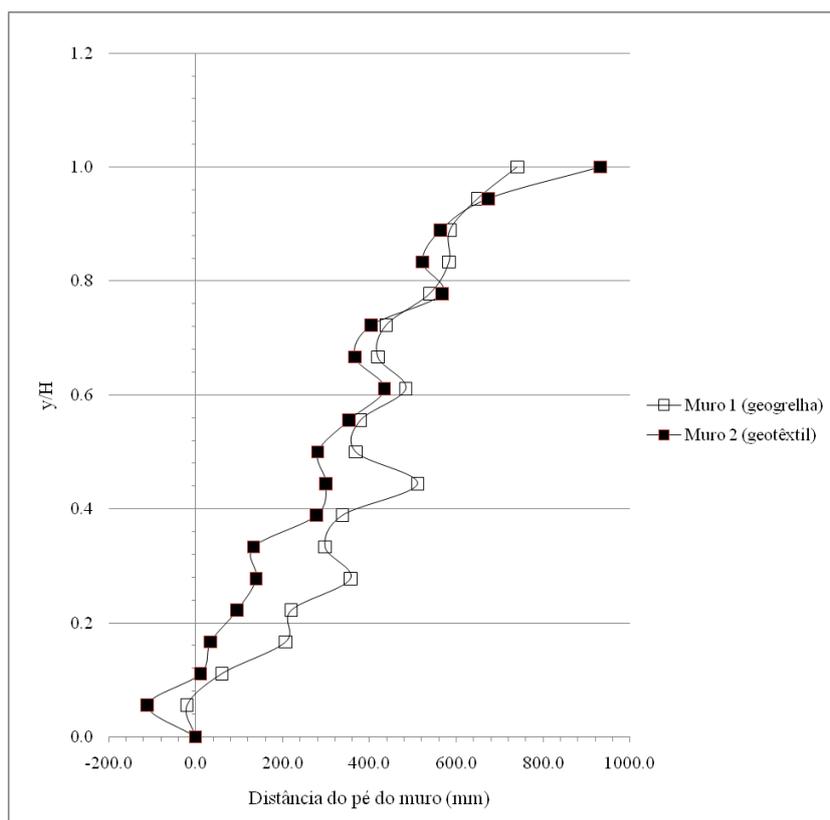


Figura 5.70. Perfis dos Muros 1 e 2 logo após o término da construção.

Recalques na superfície do maciço

A comparação dos movimentos verticais na superfície dos maciços revelou que praticamente não houve recalques em ambos os muros (Muros 1 e 2) até o dia 79.

Tensões na base do maciço

A análise das distribuições de tensões nas bases dos muros mostrou que, de forma geral, o mesmo comportamento foi observado em ambos os muros, com valores mais elevados de tensões localizados próximos às faces, seguido da redução e retomada dos valores nos pontos localizados mais no interior do maciço.

A maior discrepância entre os valores apresentados pelos muros ocorreu no ponto localizado a uma distância da face de aproximadamente 60% do comprimento do reforço, com valores de $0,33\gamma H$ e $0,57\gamma H$ para os Muros 1 e 2, respectivamente (Figura 5.71). Acredita-se que essa diferença de aproximadamente 58% tenha sido uma influência do solo de

fundação, uma vez que a ocorrência de recalques diferenciais devidos aos canais (formigueiros) – observados durante a construção – podem ter gerados áreas de concentração/alívio de tensões na base das estruturas.

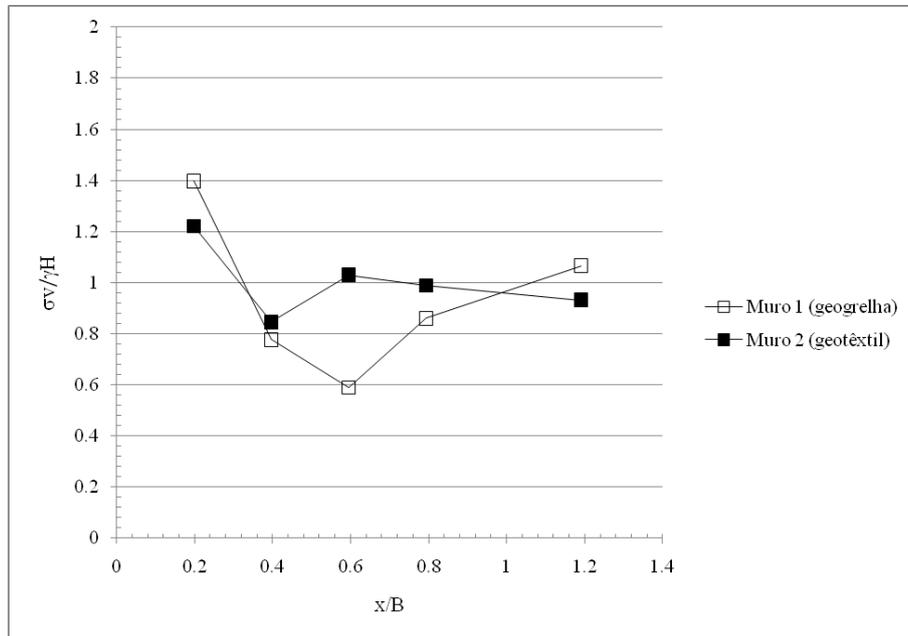


Figura 5.71. Tensões verticais nas bases dos Muros 1 e 2 no término da construção.

Deformações dos elementos de reforço

A comparação das deformações dos elementos de reforço dos muros relevou que o Muro 2 – construído com geotêxtil – apresentou maiores deformações na face (e próximo a ela). Esse resultado já era esperado uma vez que o geotêxtil possui uma rigidez menor que a da geogrelha e que o seu valor é bastante influenciado pelo confinamento. Observou-se que para os pontos localizados além da metade do comprimento do reforço ($x/B > 0,5$), a deformação em ambos os muros, de forma geral, apresentou valores de mesma ordem de grandeza. As Figura 5.72, e 5.74 mostram as deformações registradas na camadas mais inferiores e nas camada 3 e 5 dos Muros 1 e 2.

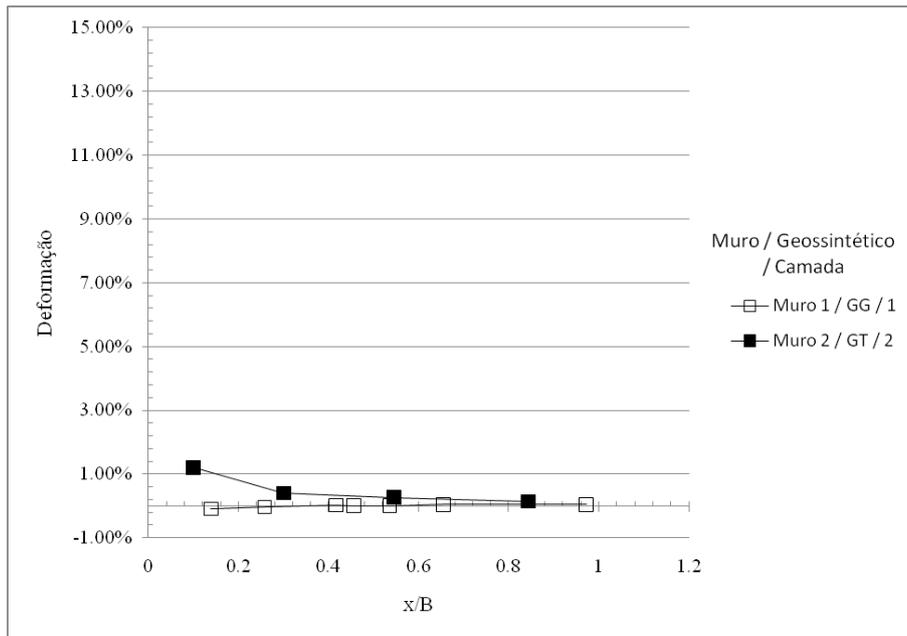


Figura 5.72. Deformação dos elementos de reforço nas camadas mais inferiores dos Muros 1 e 2 no término da construção.

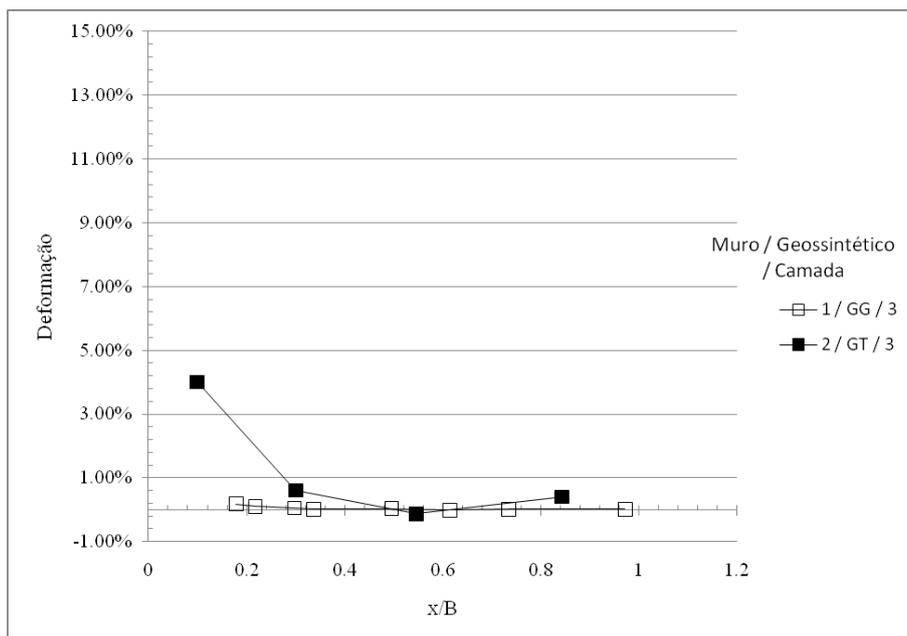


Figura 5.73. Deformação dos elementos de reforço nas camadas 3 dos Muros 1 e 2 no término da construção.

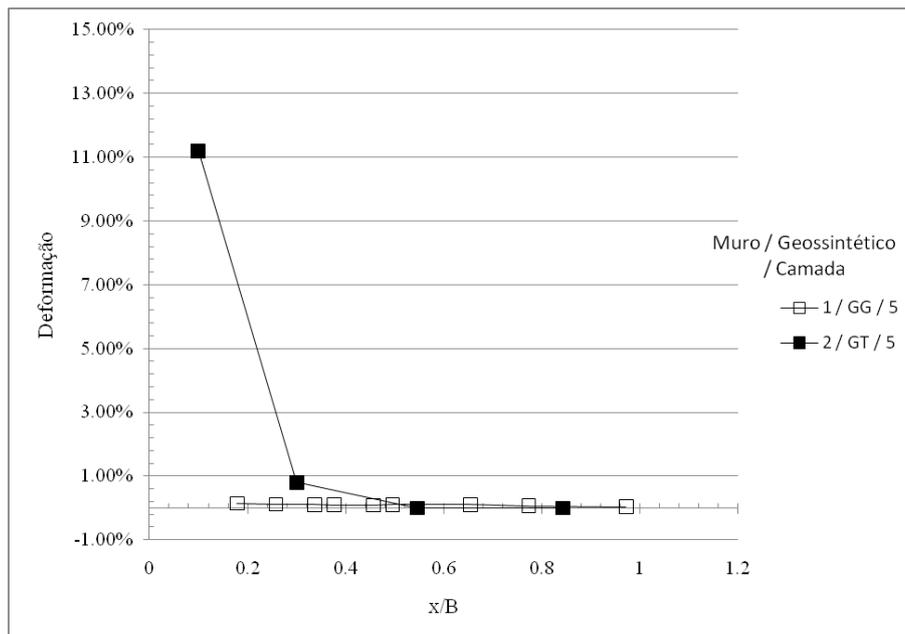


Figura 5.74. Deformação dos elementos de reforço nas camadas 5 dos Muros 1 e 2 no término da construção.

Movimentos do solo de fundação

As leituras realizadas logo após o término da construção revelaram a ausência de movimentos horizontais dos solos de fundação dos Muros 1 e 2.

5.3.2 DESEMPENHO NO FINAL DO 1º PERÍODO CHUVOSO

Deslocamentos horizontais da face

A análise dos deslocamentos horizontais das faces observados após o término do 1º período chuvoso demonstra que os Muros 1 e 2 apresentaram valores próximos de deslocamento do pé do muro até uma elevação correspondente a 39% da altura do muro (Figura 5.75). A partir dessa elevação, até o topo dos muros, registraram-se deslocamentos maiores para o Muro 2, construído com geotêxtil, com exceção do ponto localizado na elevação correspondente a 44% da altura do muro, onde verifica-se maiores deslocamentos no Muro 1, construído com geogrelha, possivelmente devido presença de pedregulhos próximo à face.

Observa-se que o Muro 2 apresentou um maior embarrigamento das camadas de reforço, com deslocamentos positivos localizados abaixo dos correspondentes no Muro 1, e com deslocamentos negativos mais pronunciados. No entanto, chama-se a atenção para o fato do Muro 1 apresentar uma maior irregularidade da superfície da face, devido à presença de pedregulhos, como dito anteriormente.

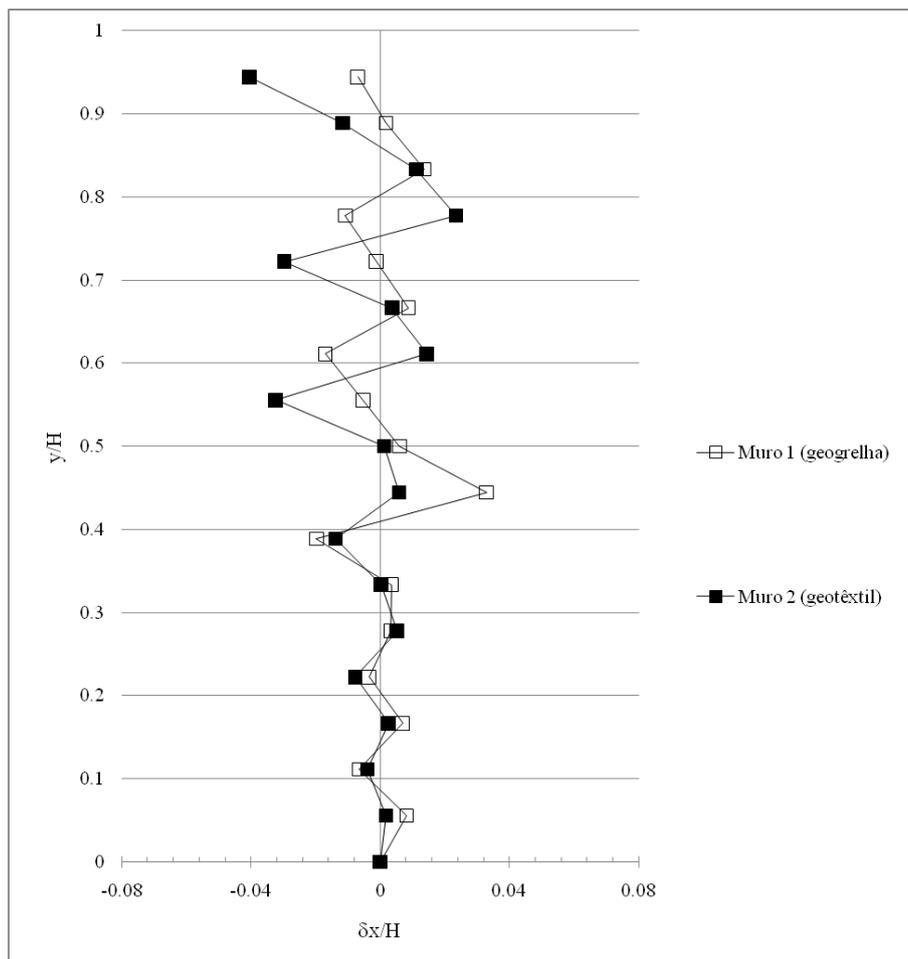


Figura 5.75. Deslocamentos horizontais das faces dos Muros 1 e 2 após o 1º período chuvoso.

Recalques na superfície do maciço

Os perfis de recalque, obtidos a partir da média dos valores registrados pelas linhas Oeste, Central e Leste de cada muro, revelaram que, no final do 1º período chuvoso, o Muro 1 – construído com geogrelha – apresentou maiores recalques em relação aos registrados no Muro 2 – construído com geotêxtil. Observou-se que os recalques do Muro 1 mostraram uma variação ao longo da linha de monitoramento, com os pontos localizados mais próximos à face exibindo maiores valores de recalque; sendo possível, inclusive, perceber um destaque

para os pontos localizados ao longo do comprimento de reforço (B), indicando que o maciço estaria funcionando com um bloco monolítico (Figura 5.76), comportamento típico de muros construídos com reforços mais rígidos.

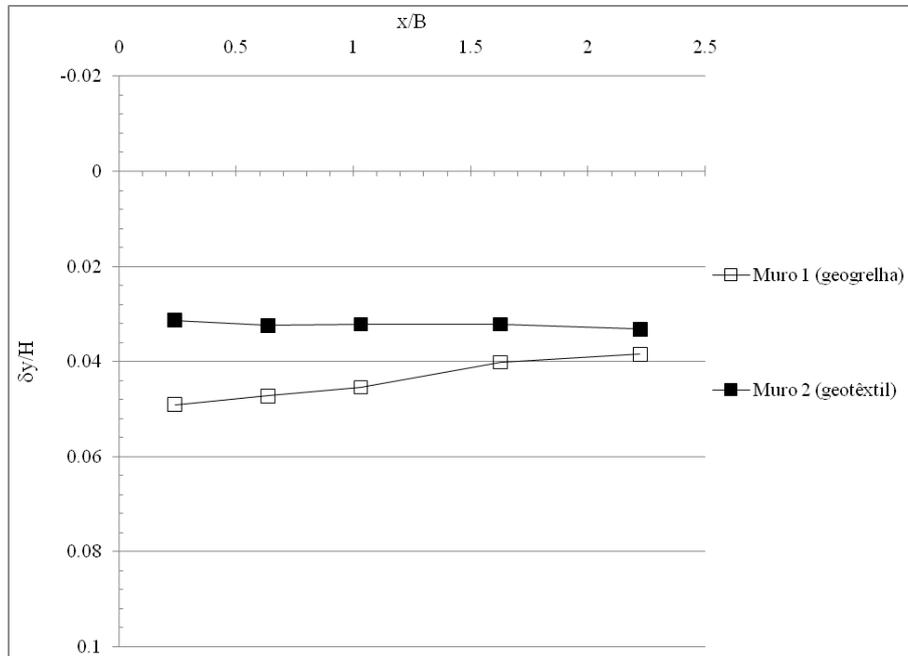


Figura 5.76. Recalques nas superfícies dos maciços dos Muros 1 e 2 após o 1º período chuvoso.

Tensões na base do maciço

Devido ao fato das CTT não terem resistido até o 1º período chuvoso da pesquisa, são apresentados aqui os valores registrados no dia 107 (meados do período chuvoso), último dia de leitura desses instrumentos.

A análise das distribuições de tensões nas bases dos muros mostrou que os pontos localizados a 20% e 40% do comprimento do reforço apresentaram valores bastante próximos para os Muros 1 e 2. Os pontos localizados além da região reforçada registraram valores idênticos de tensão (Figura 5.77). Acredita-se que as discrepâncias dos valores de tensão nos pontos localizados a distâncias da face iguais a 60% e 79% do comprimento do reforço (B) possam ter sido causadas por recalques diferenciais no solo de fundação dos muros.

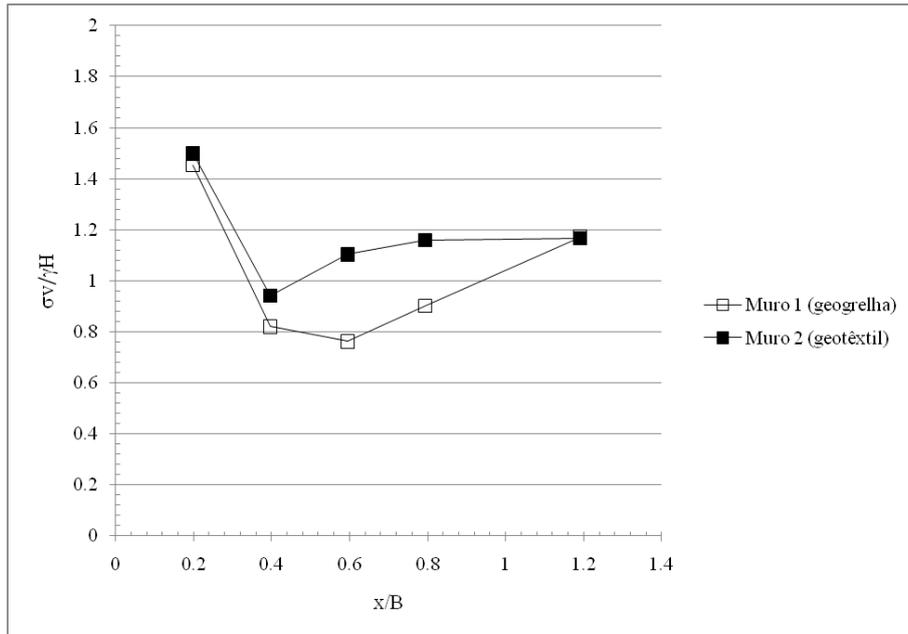


Figura 5.77. Tensões verticais nas bases dos Muros 1 e 2 no dia 107 (meados do 1º período chuvoso).

Deformações dos elementos de reforço

O 1º período chuvoso afetou de forma mais significativa as deformações dos elementos de reforço do Muro 2 – construído com geotêxtil. Maiores incrementos de deformação foram observados nas camadas mais elevadas (camadas #3 e #5) e nos pontos mais próximos à face. As Figuras 5.78, 5.79 e 5.80 apresentam as deformações das camadas mais inferiores e camadas 3 e 5 dos Muros 1 e 2 após o 1º período chuvoso.

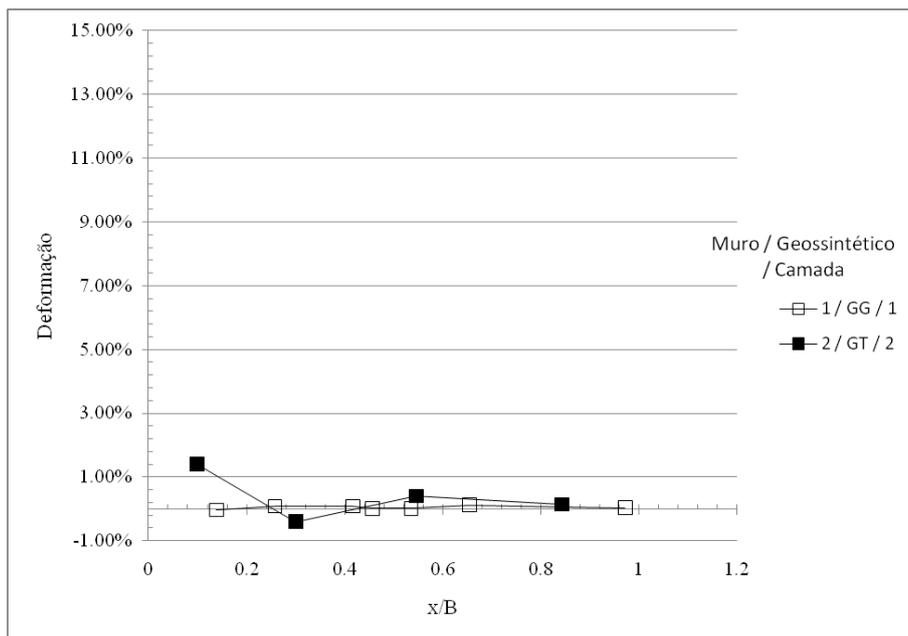


Figura 5.78. Deformação dos elementos de reforço nas camadas mais inferiores dos Muros 1 e 2 após o 1º período chuvoso.

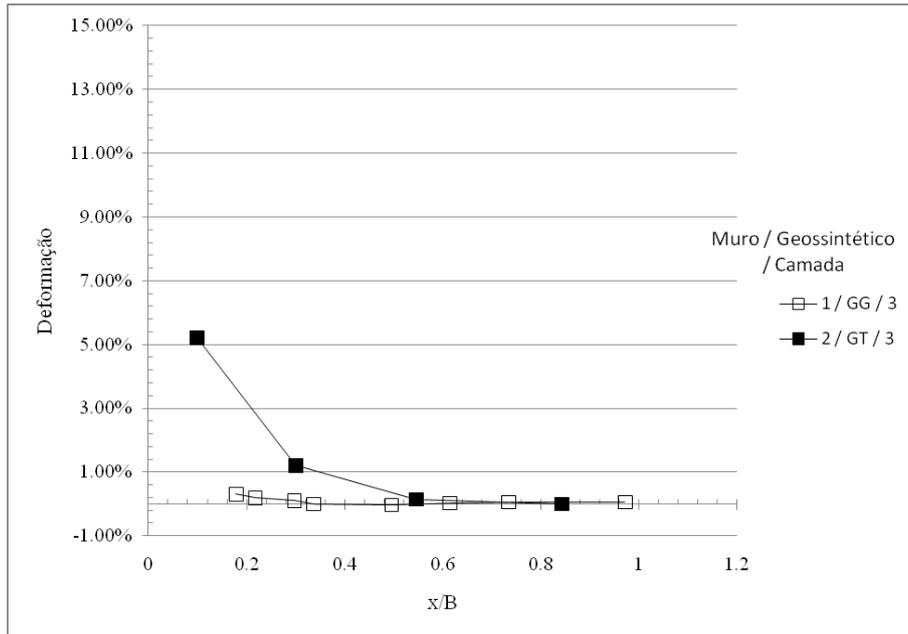


Figura 5.79. Deformação dos elementos de reforço nas camadas #3 dos Muros 1 e 2 após o 1º período chuvoso.

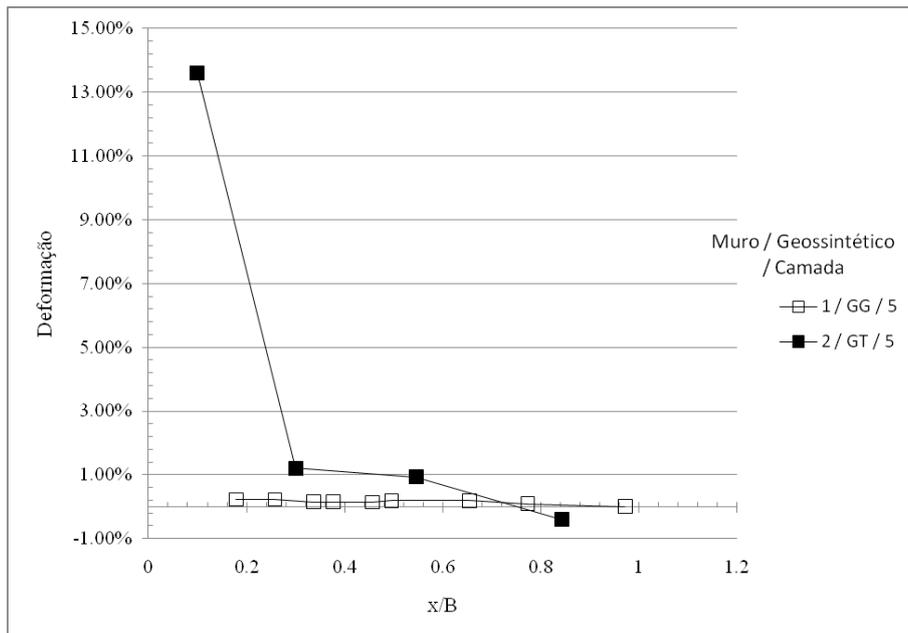


Figura 5.80. Deformação dos elementos de reforço nas camadas #5 dos Muros 1 e 2 após o 1º período chuvoso.

Movimentos do solo de fundação

As leituras realizadas após o 1º período chuvoso, registrou deslocamentos horizontais do solo de fundação bastante semelhantes para os Muros 1 e 2, com os valores da ordem de

6,5 mm (Figura 5.81). Os maiores deslocamentos ocorreram na camada de areia argilo-siltosa, a qual se estende até profundidade de 3,5m.

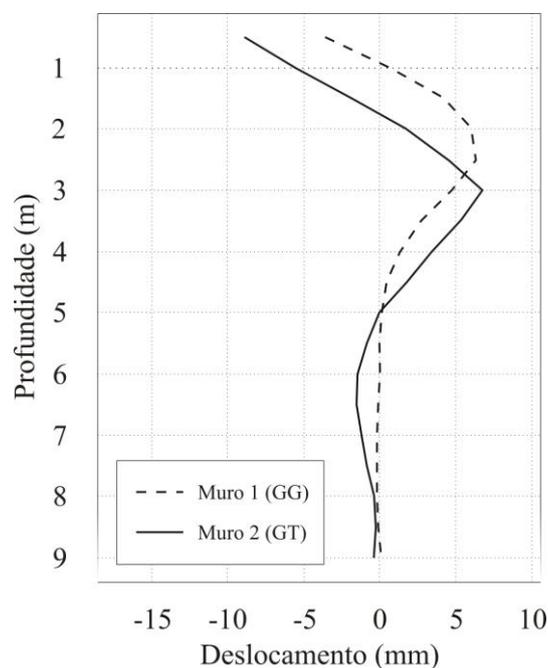


Figura 5.81. Deslocamentos horizontais do solo de fundação registrados para os Muros 1 e 2 após o 1º período chuvoso.

5.3.3 DESEMPENHO NA ÚLTIMA LEITURA

Deslocamentos horizontais da face

A análise dos deslocamentos horizontais das faces observados no dia 587 (última leitura) demonstra que os Muros 1 e 2 apresentaram uma distribuição de deslocamentos de semelhante à registrada no final do 1º período chuvoso. De forma geral, os Muros 1 e 2 mostraram valores bastante próximos de deslocamento do pé do muro até uma elevação correspondente a 39% da altura do muro (Figura 5.82). A partir dessa elevação, até o topo dos muros, registrou-se deslocamentos maiores para o Muro 2 – construído com geotêxtil – com exceção do ponto localizado na elevação correspondente a 44% da altura do muro, onde verifica-se maiores deslocamentos no Muro 1 – construído com geogrelha – possivelmente devido presença de pedregulhos próximo à face.

Nesse momento, o Muro 2 ainda apresentou um maior embarrigamento das camadas de reforço, com deslocamentos positivos localizados abaixo dos correspondentes no Muro 1, e com deslocamentos negativos mais pronunciados.

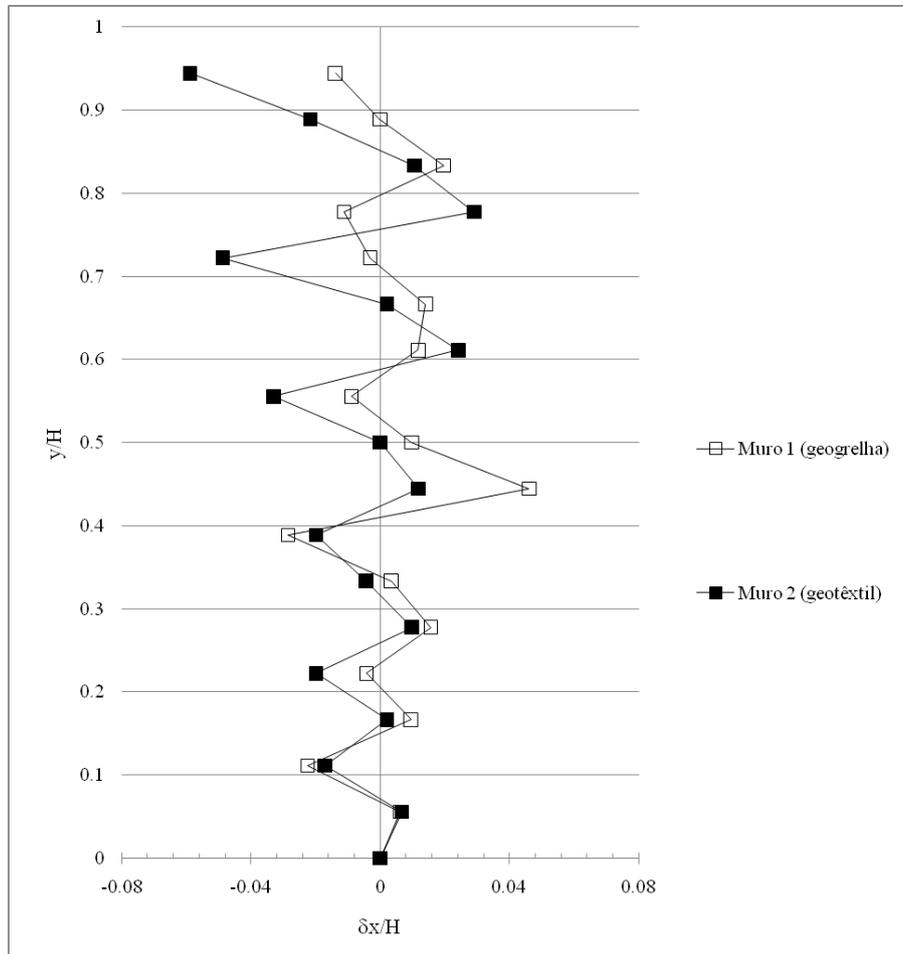


Figura 5.82. Deslocamentos horizontais das faces dos Muros 1 e 2 no dia 587 (última leitura).

Recalques na superfície do maciço

Os perfis de recalque, obtidos a partir da média dos valores registrados pelas linhas Oeste, Central e Leste de cada muro, revelaram que, no dia 586 (última leitura), o Muro 1 – construído com geogrelha – apresentou maiores recalques em relação aos registrados no Muro 2 – construído com geotêxtil. Verifica-se a manutenção da forma de distribuição dos recalques nas superfícies dos maciços registrada no final do 1º período chuvoso, com os recalques do Muro 1 variando ao longo da linha de monitoramento, com os pontos localizados mais próximos à face exibindo maiores valores de recalque (Figura 5.83). No Muro 1,

observa-se, com maior clareza, a ocorrência de maiores recalques ao longo do comprimento do reforço, demonstrando o maciço reforçado funcionando como um bloco monolítico.

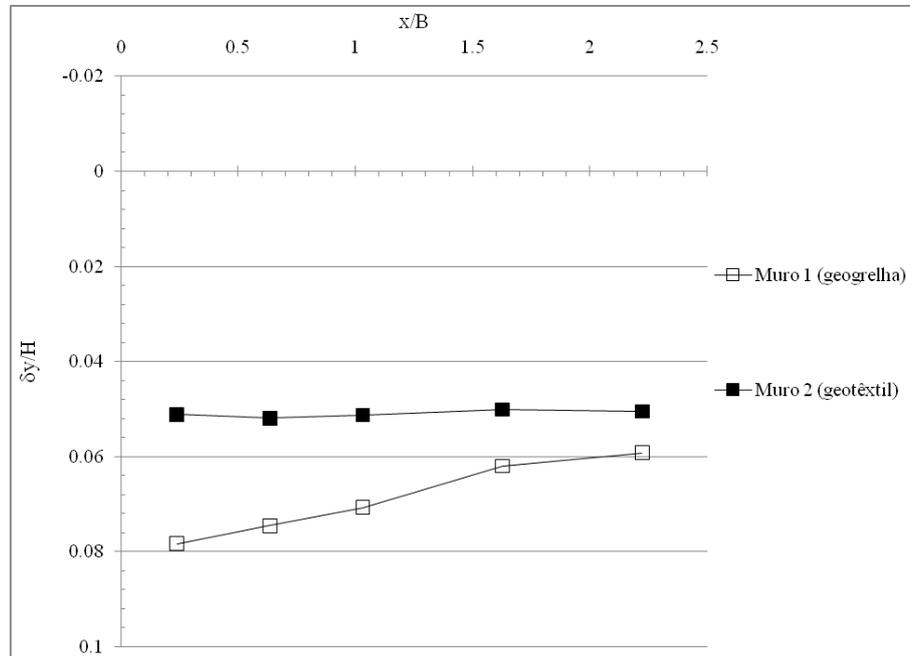


Figura 5.83. Recalques nas superfícies dos maciços dos Muros 1 e 2 no dia 586 (última leitura).

Tensões na base do maciço

Conforme dito anteriormente, as CTT não resistiram ao 1º período chuvoso da pesquisa. Diante disso, a última leitura desses instrumentos corresponde à realizada no dia 107, cujas comparações entre os Muros 1 e 2 já foram feitas no item 5.3.2.

Deformações dos elementos de reforço

A análise das deformações dos elementos de reforço nas últimas leituras dos muros revelou que os pontos do Muro 2 continuaram apresentando maiores incrementos de deformação ao longo da altura do muro. As Figuras 5.84, 5.85 e 5.86 apresentam as deformações dos elementos de reforço no momento da última leitura.

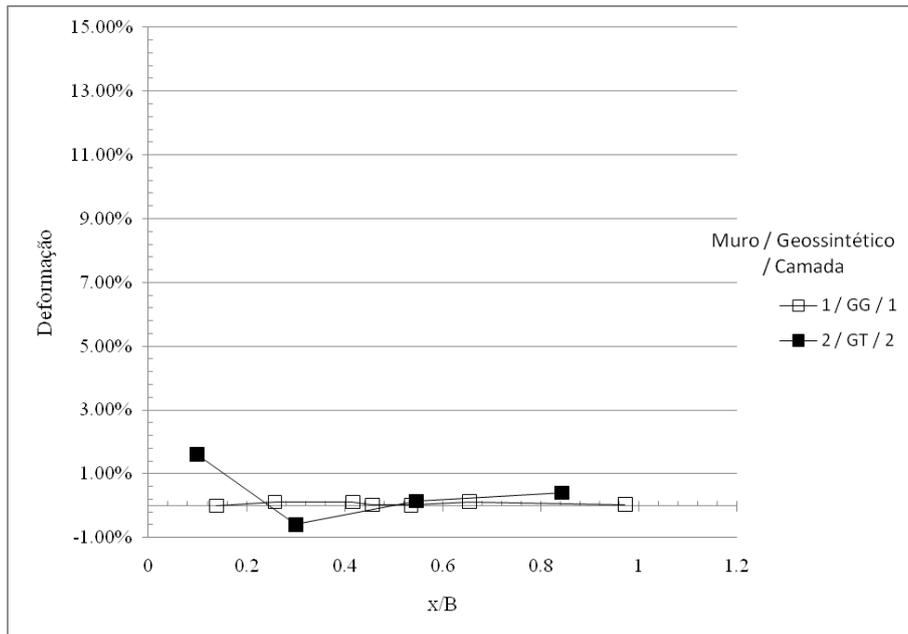


Figura 5.84. Deformação dos elementos de reforço nas camadas mais inferiores dos Muros 1 e 2 no momento da última leitura.

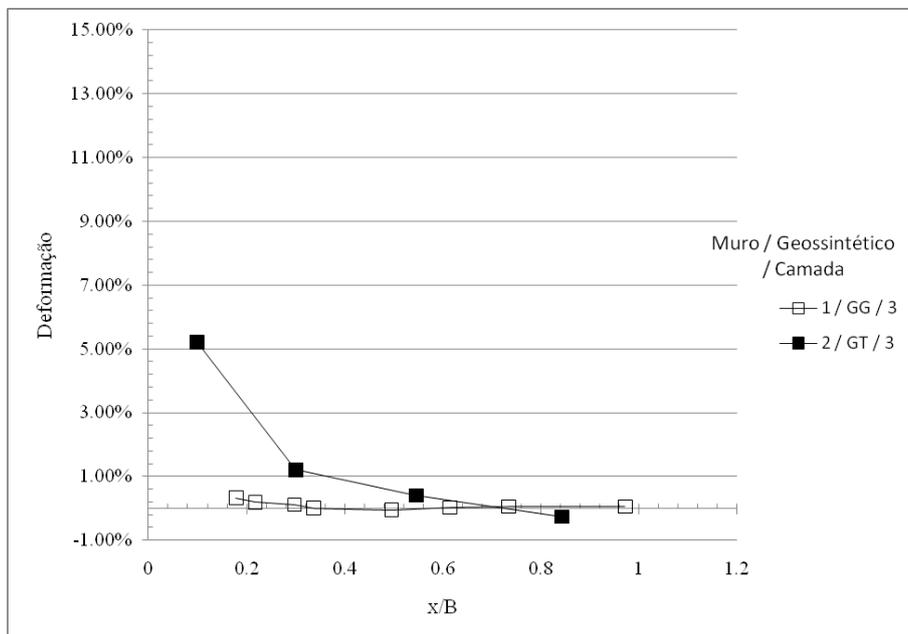


Figura 5.85. Deformação dos elementos de reforço nas camadas #3 dos Muros 1 e 2 no momento da última leitura.

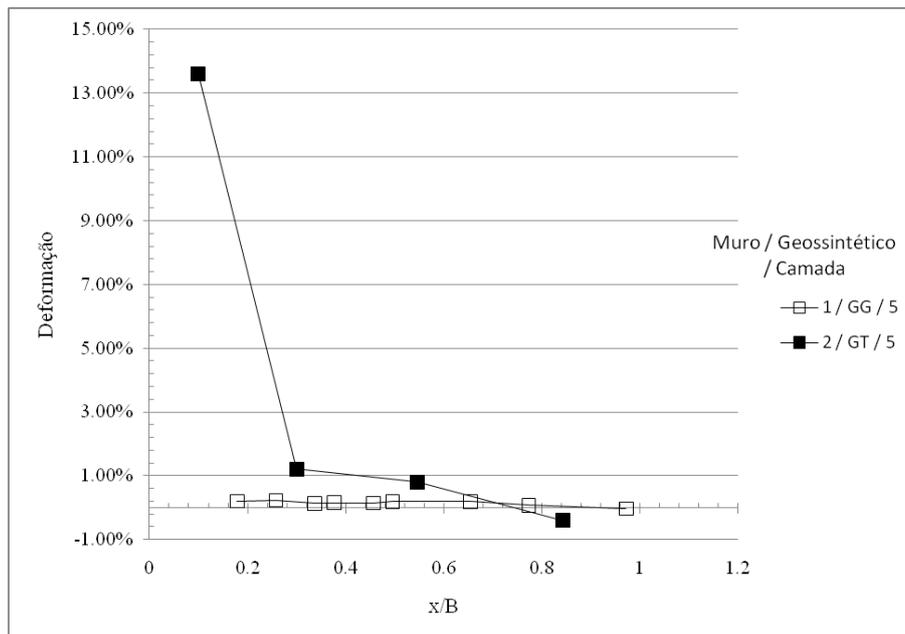


Figura 5.86. Deformação dos elementos de reforço nas camadas #5 dos Muros 1 e 2 no momento da última leitura.

Movimentos do solo de fundação

As leituras realizadas no dia 361 – logo após a inundação induzida da base dos muros – correspondem às últimas medições dos deslocamentos horizontais do solo de fundação. De forma geral, pode-se afirmar que ambos os muros apresentaram valores de deslocamentos e suas profundidades bastante próximos. A fundação do Muro 1 – construído com geogrelha – apresentou o deslocamento máximo de 10,7 mm, na profundidade de 2,46 m. O solo de fundação do Muro 2 – construído com geotextil – registrou um deslocamento máximo de 9,2 mm, na profundidade de 2,96 m (Figura 5.87). Observa-se que os movimentos horizontais do solo de fundação ocorreram na camada de areia argilo-siltosa.

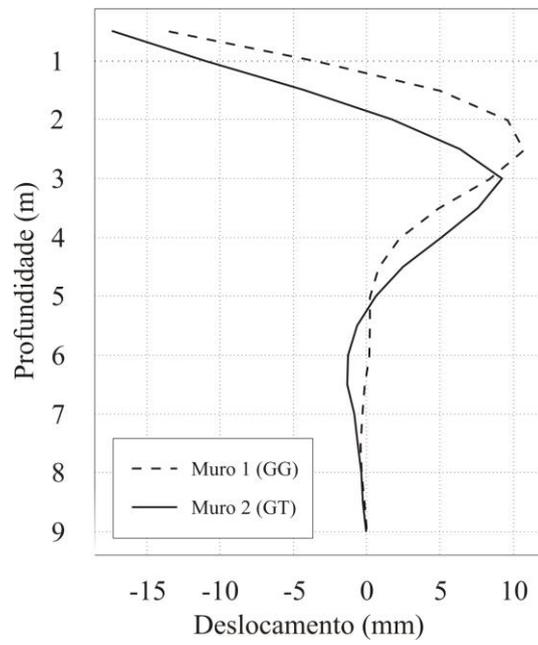


Figura 5.87. Deslocamentos horizontais do solo de fundação registrados para os Muros 1 e 2 na última leitura (dia 361).

6 RESULTADOS E ANÁLISES DO MURO 3 (GRELHA METÁLICA)

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos para o Muro 3 – construído com malha metálica. Tendo em vista que os muros experimentais na RMCC são construídos com o objetivo de verificar o desempenho de ESR sob condição de trabalho, os resultados do Muro 3 são apresentados a partir o término da construção e ao longo do processo de aplicação de sobrecarga até o valor máximo de 130 kPa. Os gráficos foram confeccionados tomando como referência a data de início do experimento, uma vez que esse procedimento é o adotado pelo programa de pesquisas da RMCC.

O desempenho do Muro 3 foi avaliado tomando-se como referência o Muro 9 da RMCC, apresentado no capítulo 3, uma vez que esse muro foi construído de forma idêntica, exceto pelo material de aterro, onde utilizou-se um solo arenoso.

6.1.1 D ESLOCAMENTOS DA FACE

Ao final da construção do Muro 3, verificou-se o deslocamento máximo da face igual a aproximadamente 11 mm – nas camadas #2 e #6. Este valor mostrou-se bastante próximo do observado no final da construção do Muro 9 da RMCC (9 mm). No entanto, apesar destes valores de deslocamento da face próximos, a tendência dos deslocamentos aumentarem com o altura do muro, usualmente observada em muros construídos sobre fundações competentes e apresentada pelo Muro 9, não foi verificada no Muro 3. De forma geral, verificou-se o inverso. Ao final da construção do Muro 3 – excluindo-se o deslocamento registrado na camada #6 – observou-se a redução dos deslocamentos ao longo da altura do muro.

No momento em que a sobrecarga de 130 kPa – sobrecarga máxima aplicada – foi alcançada, registrou-se, por meio dos transdutores de deslocamento instalados na face (TDF), o deslocamento máximo de 84mm na camada #6. Este valor é 4 vezes maior que o verificado no Muro 9 para esse mesmo valor de sobrecarga e 2 vezes maior que o verificado na camada #4 (segundo maior deslocamento da face do muro 3). Praticamente, não é possível estabelecer uma tendência para o deslocamento da face do Muro 3. As Figuras 6.1 e 6.2 apresentam os perfis da face – medidos com o auxílio dos postes de referência – e os

deslocamentos horizontais registrados pelos transdutores de deslocamento instalados na face, respectivamente.

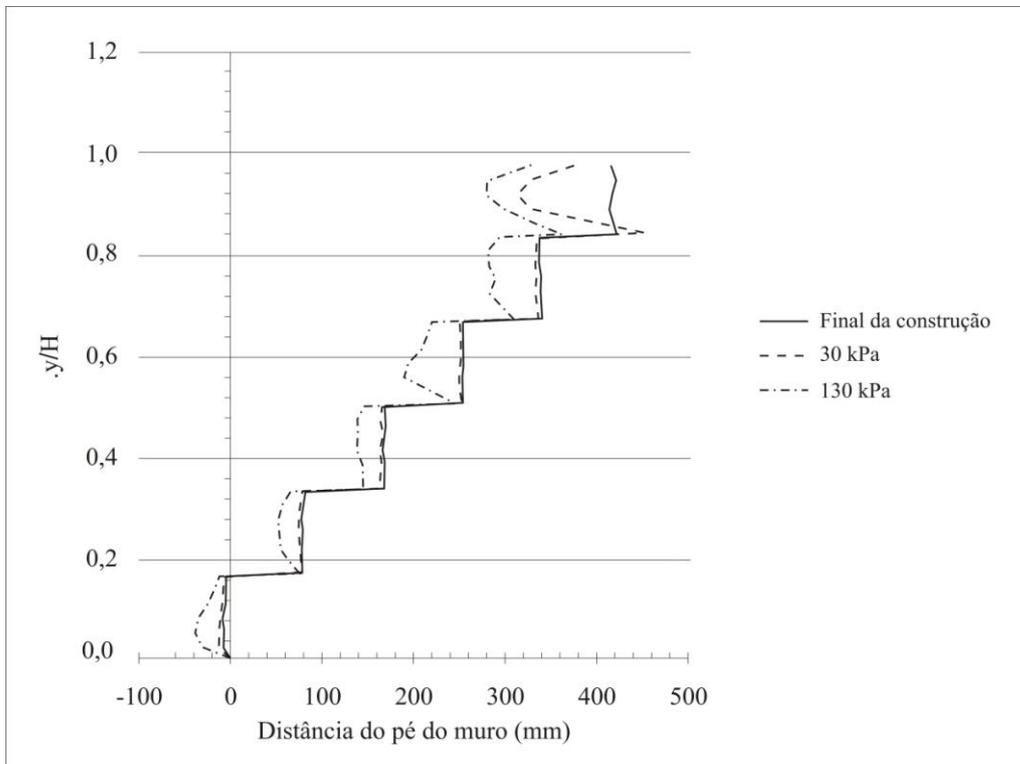


Figura 6.1. Perfil da face do Muro 3 (medidos com auxílio dos postes de referência).

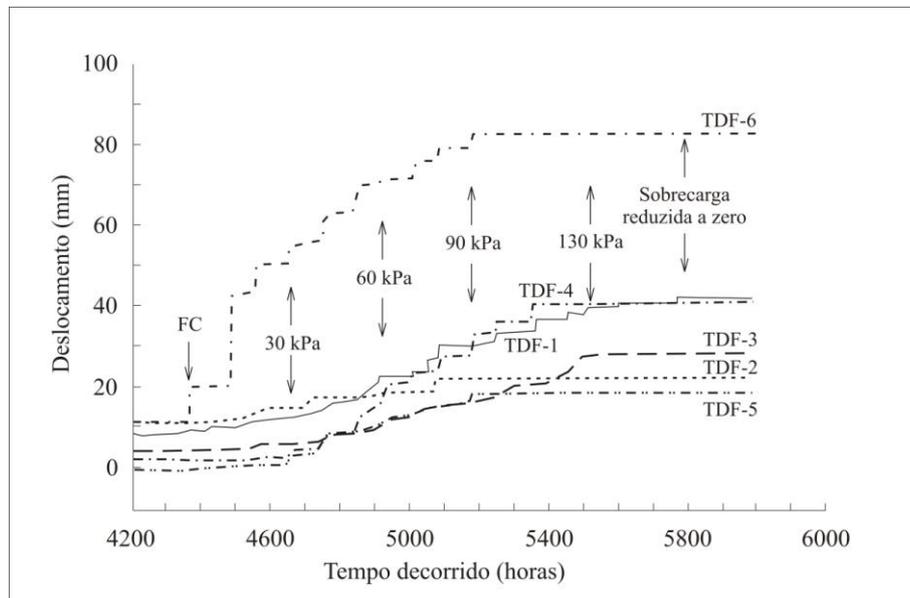


Figura 6.2. Deslocamento da face do Muro 3 (medidos pelos transdutores de deslocamento instalados na face).

6.1.2 RECALQUES NA SUPERFÍCIE DO MACIÇO

Os recalques na superfície do maciço foram calculados com a média dos transdutores de deslocamento instalados no topo do muro (TDT) a uma mesma distância da face do Muro 3. Verificou-se a tendência dos recalques diminuírem à medida que a localização dos pontos de acompanhamento se afastavam da face (Figura 6.3). A partir da aplicação de uma sobrecarga igual a 30 kPa até o final da etapa de carregamento (130 kPa), essa tendência tornou-se bastante evidente, com os Pontos 1 (TDT 1-6) e 2 (TDT 2-7) – localizados a 167 mm e 363 mm da face, respectivamente – apresentando recalques bastante acentuados com relação aos demais pontos (Figura 6.4). Os Pontos 4 (TDT4-9) e 5 (TDT 5-10) apresentaram pequenas magnitudes de recalque. O Muro 3, ao final da etapa de carregamento, apresentou o valor de recalque máximo da ordem de 142 mm, cerca de 16 vezes maior que o apresentado pelo Muro 9, construído com areia.

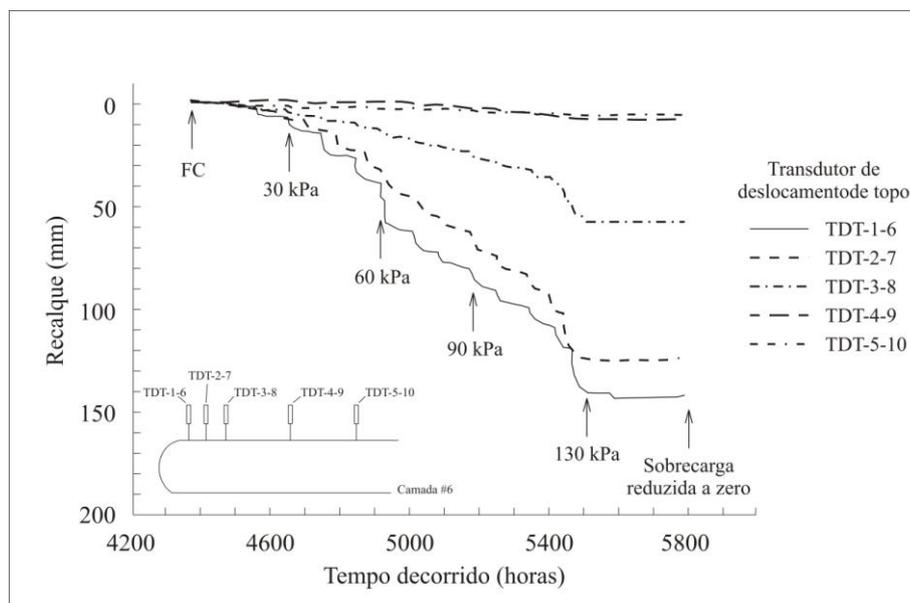


Figura 6.3. Recalques na superfície do maciço do Muro 3.

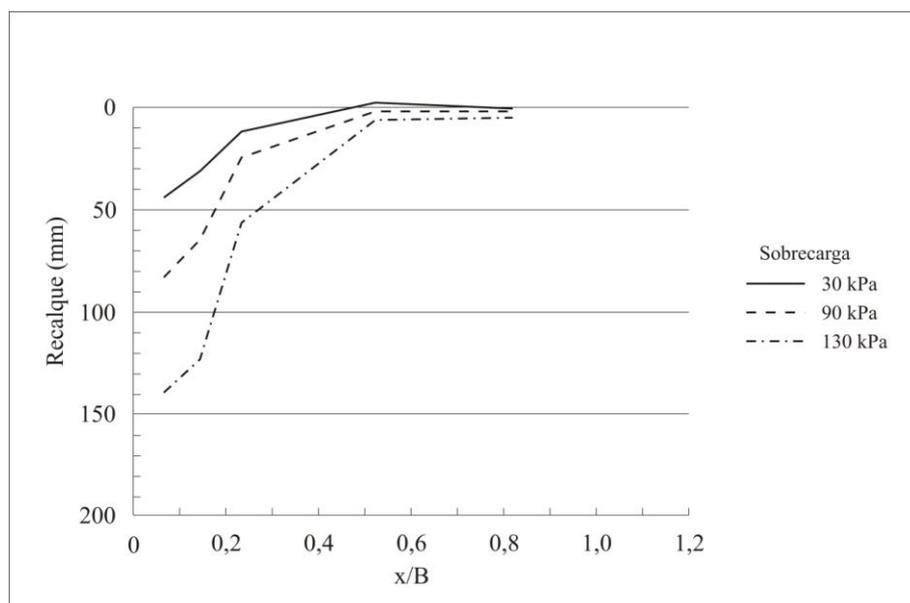


Figura 6.4. Perfis de recalques da superfície do maciço do Muro 3.

6.1.3 RECALQUES NO INTERIOR DO MACIÇO

O acompanhamento dos recalques no interior de maciço registrou um aumento do recalques ao longo da altura do muro, com o ponto mais próximo da superfície do maciço exibindo um valor máximo de 143 mm, ao final da etapa de carregamento. Este valor está bastante próximo ao valor obtido como recalque máximo na superfície (142 mm) e corresponde a aproximadamente 18 vezes o valor registrado pelo Muro 9, tomado como muro de referência. A Figura 6.5 apresenta os recalques no interior do maciço do Muro 3.

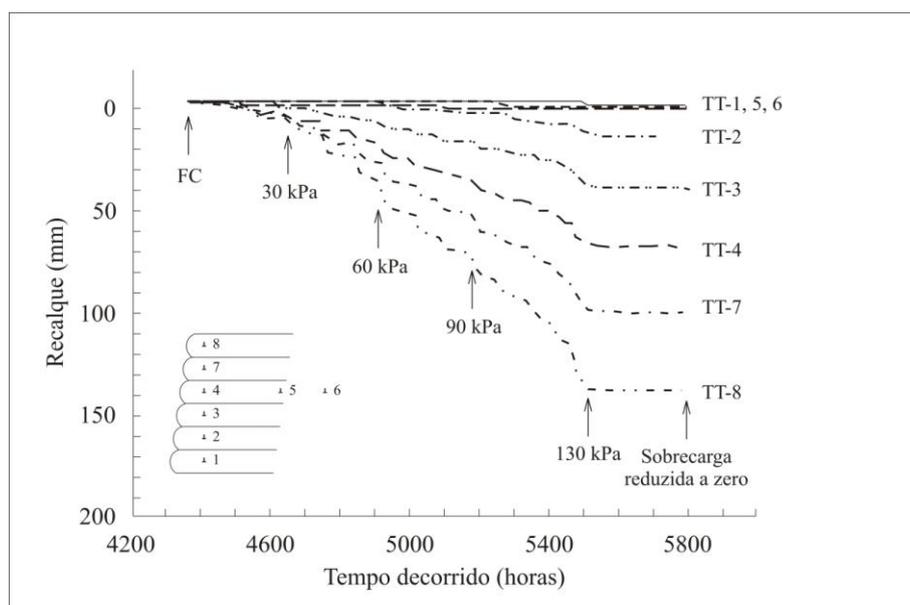


Figura 6.5. Recalques no interior do maciço do Muro 3.

6.1.4 TENSÕES NO MACIÇO

Ao final da construção, o valor máximo de tensão ao longo da base do Muro 3 foi registrado pela CTT 4, exibindo o valor de 120 kPa – cerca de $1,7\gamma H$. Enquanto que as CTT 5 e 6 apresentaram valores próximos a γH . O menor valor de tensão na base foi observado na CTT 1, que, por estar bastante próxima a face, acredita-se ter sofrido um alívio de tensão decorrente da inclinação da face do muro. Estes comportamentos são bastante coerentes com os verificados no Muro 9 (Figura 6.6).

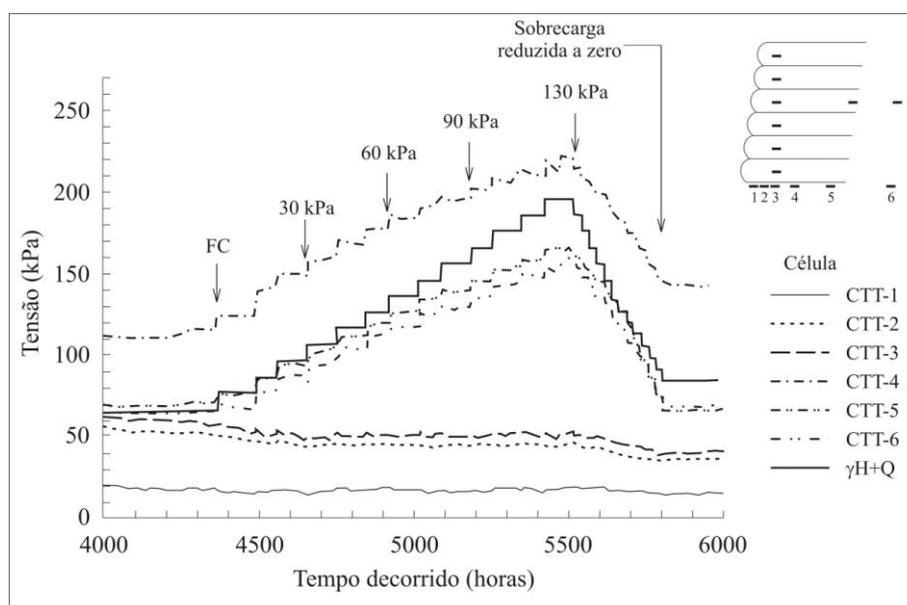


Figura 6.6. Tensão na base do Muro.

Durante a aplicação da sobrecarga máxima (130 kPa), a CTT 4 registrou o valor máximo de tensão na base – do Muro 3 – igual a 223 kPa (cerca de $1,39\gamma H+q$). O valor máximo de tensão na base ao final da etapa de carregamento do Muro 9 também foi observado na CTT 4, estando este resultado coerente com os de outros muros construídos na RMCC.

Por outro lado, ao se alcançar a sobrecarga de 130 kPa, as CTT 1, 2 e 3 praticamente apresentavam valores bastante próximos aos registrados no término da construção dos muros, mostrando-se pouco afetadas pela aplicação de sobrecarga. Este comportamento não reflete o observado no Muro 9, onde as CTT 1, 2 e 3 mostraram-se afetadas pelo processo de carregamento do maciço, embora que em diferentes níveis. As CTT 2 e 3 apresentaram valores de tensão próximos entre si e acima do observado pela CTT 1.

As CTT 5 e 6 responderam prontamente à aplicação da sobrecarga no Muro 3, apresentando incrementos de tensão até o final da etapa de carregamento. Este comportamento também foi verificado no Muro 9.

A análise das tensões dentro do maciço revelaram que a CTT 11 (localizada fora da região reforçada) registrou a máxima tensão dentro do maciço, com um valor de 201 kPa no final da etapa de carregamento do muro. Dentro da região reforçada, a tensão máxima foi verificada na CTT 14, localizada próxima à superfície do maciço. Considerando as CTT instaladas ao longo de uma coluna próxima à face, durante a manutenção da carga máxima, observa-se, com exceção da CTT 7, uma tendência de aumento da tensão com a profundidade a partir da superfície do maciço. Esta tendência, de forma geral, também foi verificada no Muro 9. A Figura 6.7 apresenta as tensões dentro do maciço do Muro 3.

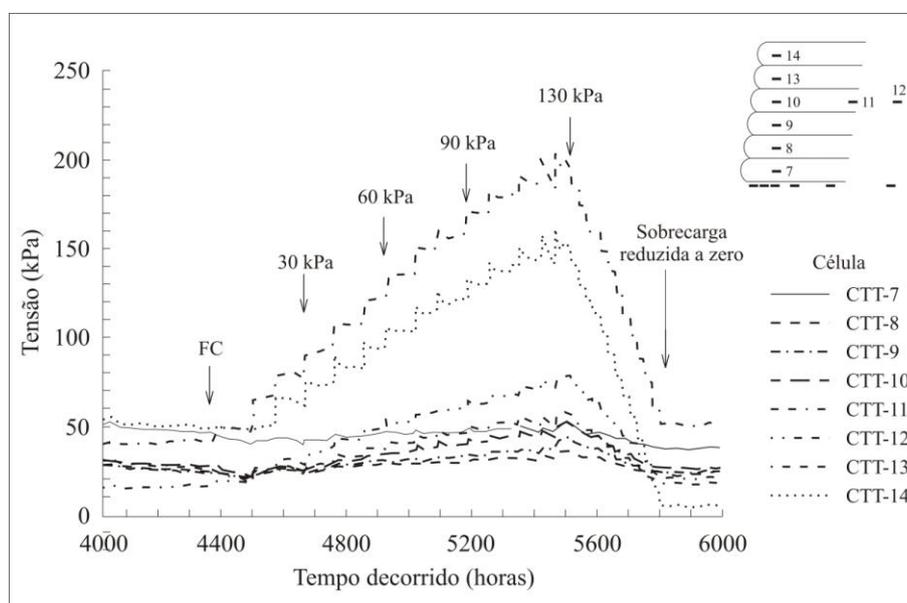


Figura 6.7. Tensão dentro do maciço do Muro 3.

6.1.5 DEFORMAÇÕES NOS REFORÇOS

As deformações dos elementos de reforço do Muro 3, apresentadas por cada ponto de instrumentação, foram calculadas, inicialmente, por meio da média das leituras realizadas pelos extensômetros elétricos na base e no topo ponto de instrumentação, fornecendo, assim, deformações axiais; em seguida, foram calculadas as médias das deformações axiais dos pontos de instrumentação localizados a uma mesma distância da face do muro, porém em linhas de instrumentação diferentes. Dessa forma, cada grelha apresenta um gráfico com as deformações sendo essas consideradas puramente axiais.

Devido à elevada rigidez da grelha metálica empregada como elemento de reforço do Muro 3, as análises de deformação dos reforços foram feitas dando ênfase ao período de carregamento do muro.

Grelha #1

Ao final da etapa de carregamento do Muro 3, com a aplicação da sobrecarga de 130 kPa, registraram-se valores de deformação na Grelha #1 variando de 0,02% a 0,16%, sendo o valor mais baixo apresentado pelo Ponto 1 – instalado na face, na altura média da camada – e valor máximo no Ponto 3. O fato da Grelha #1 apresentar valores mais baixos de deformação, em relação às demais grelhas, está diretamente relacionado com a sua proximidade do piso do laboratório (uma laje robusta de concreto), o que lhe confere maiores restrições de deformação. A Figura 6.8 apresenta as deformações registradas na Grelha #1.

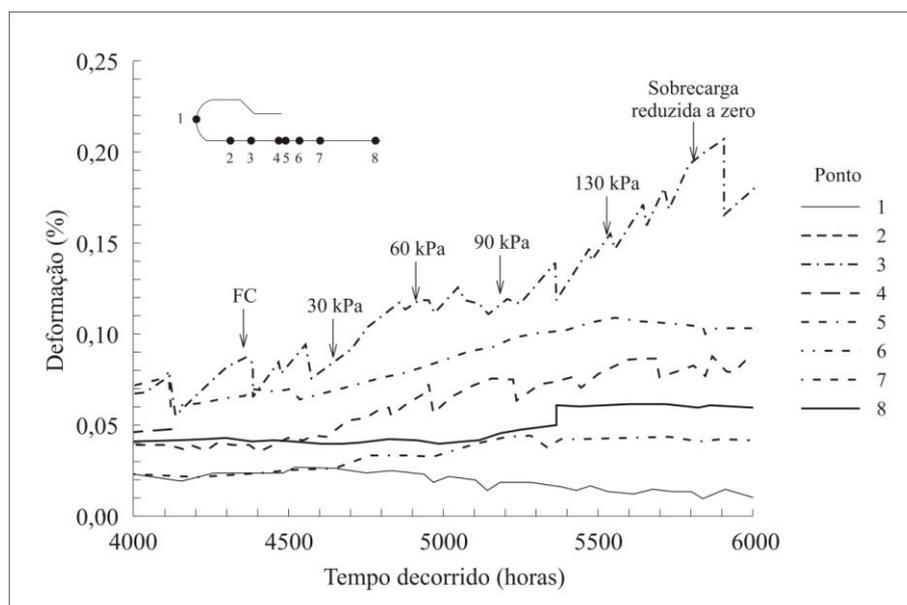


Figura 6.8. Deformações na Grelha #1.

Grelha #2

Na Grelha #2, o valor máximo de deformação, ao final da etapa de carregamento do muro, foi 0,27%, tendo esse sido registrado pelo Ponto 5. O Ponto 6 apresentou um valor máximo de deformação da ordem de 0,24%. O Ponto 1 – instalado na face, na altura média da camada – apresentou valor bastante discreto, próximo de 0,01%. A Figura 6.9 apresenta as deformações registradas na Grelha #2.

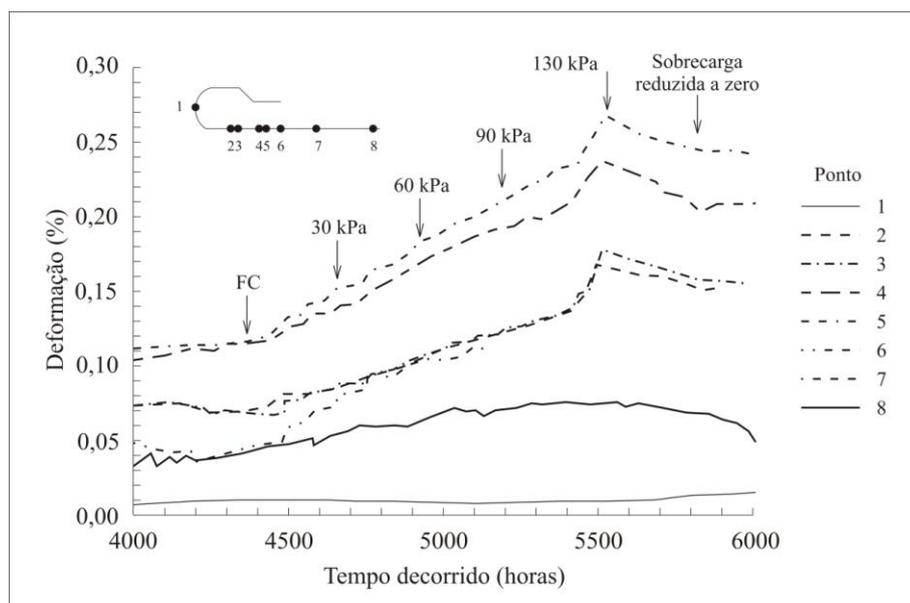


Figura 6.9. Deformações na Grelha #2.

Grelha #3

A análise das deformações na Grelha #3, revelou um valor máximo igual a 0,25% no Ponto 7. Os Pontos 6 e 8 registraram valores de deformação bastante próximos à este, no final da etapa de carregamento do muro. O Ponto 1 – instalado na face, na altura média da camada – praticamente não apresentou deformação. A Figura 6.10 apresenta as deformações registradas na Grelha #3.

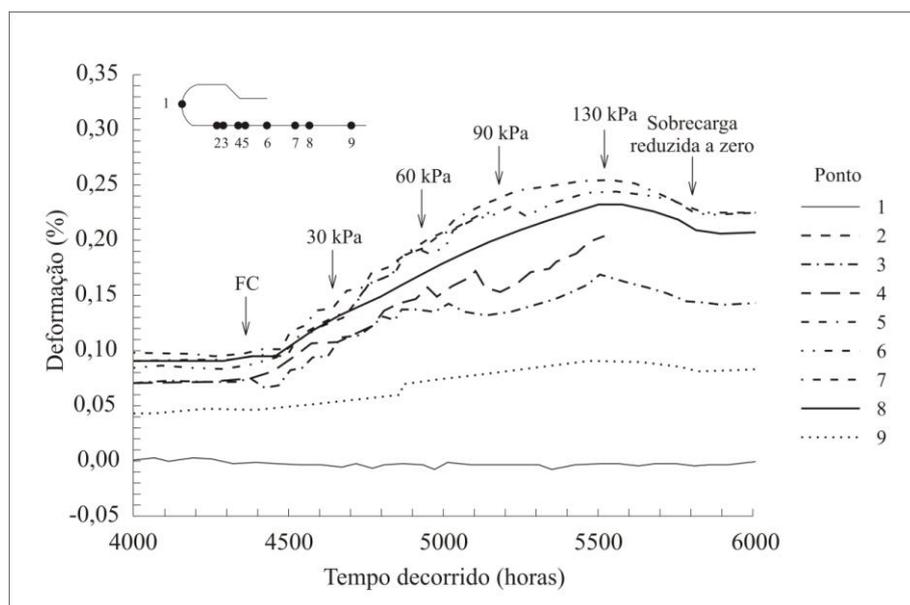


Figura 6.10. Deformações na Grelha #3.

Grelha #4

Antes do término da construção, verificou-se a falha dos Pontos 7, 8 e 9 na Grelha #4. Ao final da etapa de carregamento, um valor máximo de deformação igual a 0,32% foi registrado no Ponto 4. O Ponto 1 – instalado na face, na altura média da camada – apresentou um valor de deformação da ordem de 0,02%. A Figura 6.11 apresenta as deformações registradas na Grelha #4.

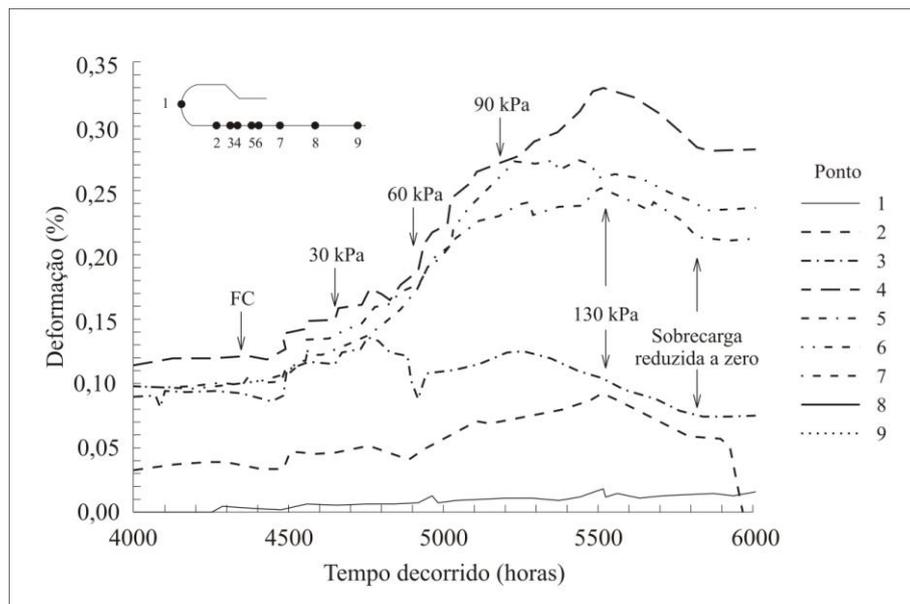


Figura 6.11. Deformações na Grelha #4.

Grelha #5

Na Grelha #5, antes do término da construção do Muro 3, foi verificada a interrupção do sinal do Ponto 2. Os Pontos 5, 6, 7 e 9 apresentaram falhas antes do término da etapa de carregamento do muro. Embora o Ponto 9 tenha apresentado falha, devido à proximidade da sobrecarga de 130kPa, pode-se considerar a sua deformação, igual a 0,22%, como sendo a máxima observada na Grelha #5. O Ponto 1 – instalado na face, na altura média da camada – apresentou um valor de deformação da ordem de 0,04%. A Figura 6.12 apresenta as deformações registradas na Grelha #5.

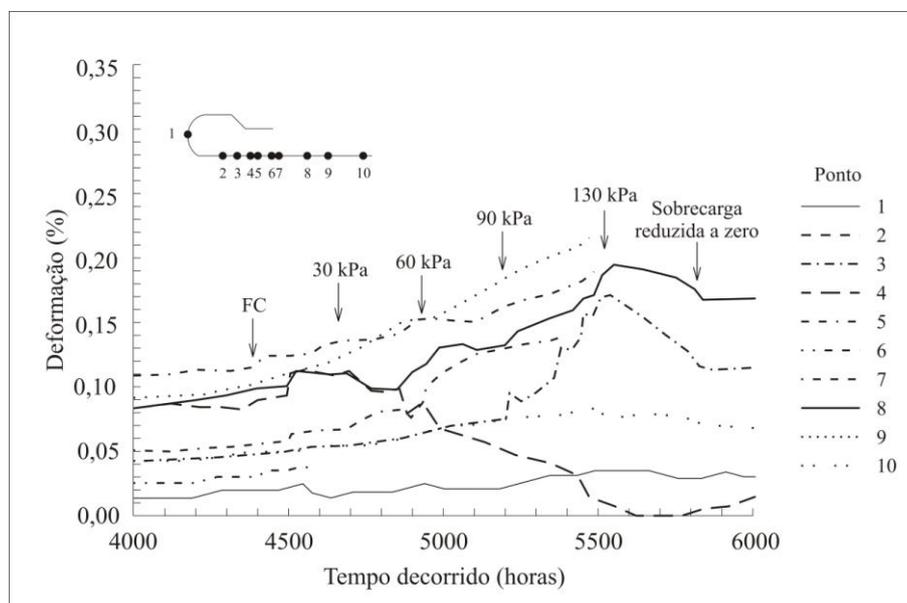


Figura 6.12. Deformações na Grelha #5.

Grelha #6

A Grelha #6 foi a que apresentou o maior número de falhas de ponto de instrumentação durante o período de construção e antes do término da etapa de carregamento do muro. Ao se alcançar a sobrecarga máxima de 130 kPa, apenas 4 (quatro) pontos de instrumentação estavam funcionando. Tendo em vista que o Ponto 3 falhou próximo ao momento de aplicação da sobrecarga de 130 kPa, pode-se considerar a sua deformação máxima de 0,30% como sendo a máxima registrada na Grelha #6. O Ponto 1 – instalado na face, na altura média da camada – apresentou um valor de deformação da ordem de 0,05%. A Figura 6.13 apresenta as deformações registradas na Grelha #6.

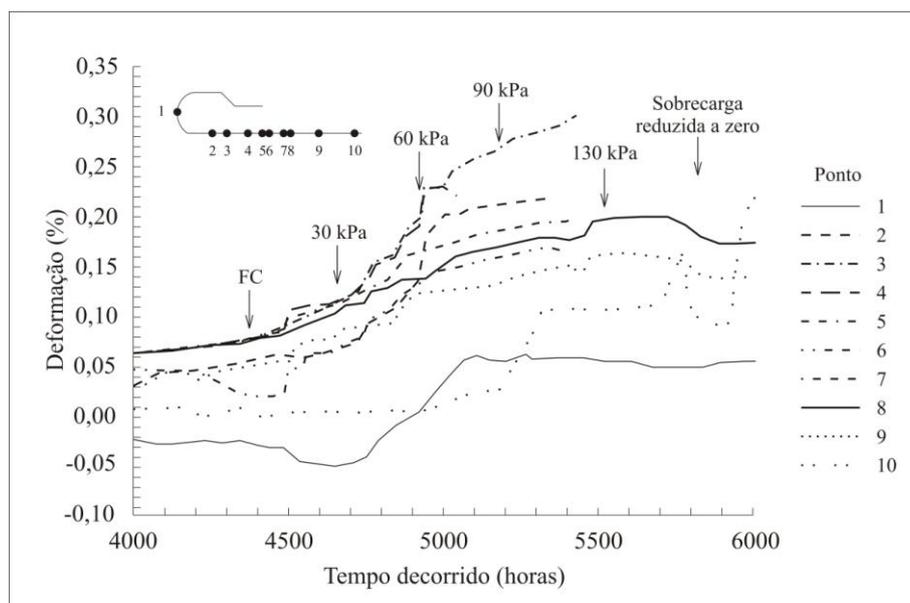


Figura 6.13. Deformações na Grelha #6.

No término da construção do Muro 3, verificou-se deformações nos elementos de reforço variando de -0,03% a 0,12%, tendo sido o valor máximo registrado nas camadas #4 e #5. Esses valor máximo de deformação está bem próximo ao observado para o Muro 9 da RMCC, que foi de 0,15% na camada #3.

Durante a aplicação da sobrecarga máxima de 130 kPa, as deformações nos elementos de reforço do Muro 3 foram registradas dentro do intervalo de 0,01% a 0,32%, tendo sido o valor máximo observado na camada #4, no ponto localizado a 664 mm da face. Para essa sobrecarga, o Muro 9 da RMCC apresentou o valor máximo de deformação igual a 0,25%, na camada #6.

Os extensômetros elétricos instalados na face do Muro 3 – na altura média de cada camada – registraram valores de deformação bastante discretos, com o valor máximo de 0,05% tendo sido observado na camada #6.

A tentativa de definir uma superfície ruptura a partir das deformações máximas nos elementos de reforço – registradas durante a aplicação da sobrecarga de 130 kPa – sugere a formação de uma superfície com o formato diferente da superfície linear (Figura 6.14). Essa constatação apresenta-se bastante coerente uma vez que material de aterro é um solo coesivo.

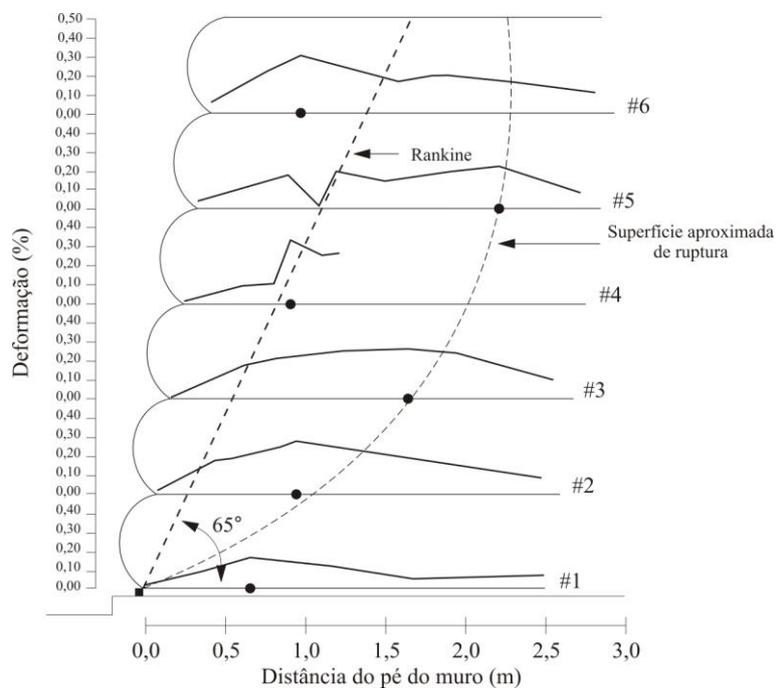


Figura 6.14. Perfil de deformação dos elementos de reforço do Muro 3, no momento de aplicação da sobrecarga máxima (130 kPa).

A análise dos valores de carga máxima de tração nos reforços revelaram que o método K-Stiffness (Bathurst et al., 2008) aproximou-se bastante dos valores medidos (obtidos a partir das deformações registradas em cada camada e da rigidez à tração da grelha metálica) (Figura 6.15). Os valores previstos pelo Método Simplificado (AASHTO) mostraram que o método apresenta-se bastante conservador. Uma das razões para essa discrepância está no fato do banco de dados empregado no desenvolvimento do Método Simplificado contemplar, na quase totalidade dos casos, muros de faces de concreto com relativa rigidez.

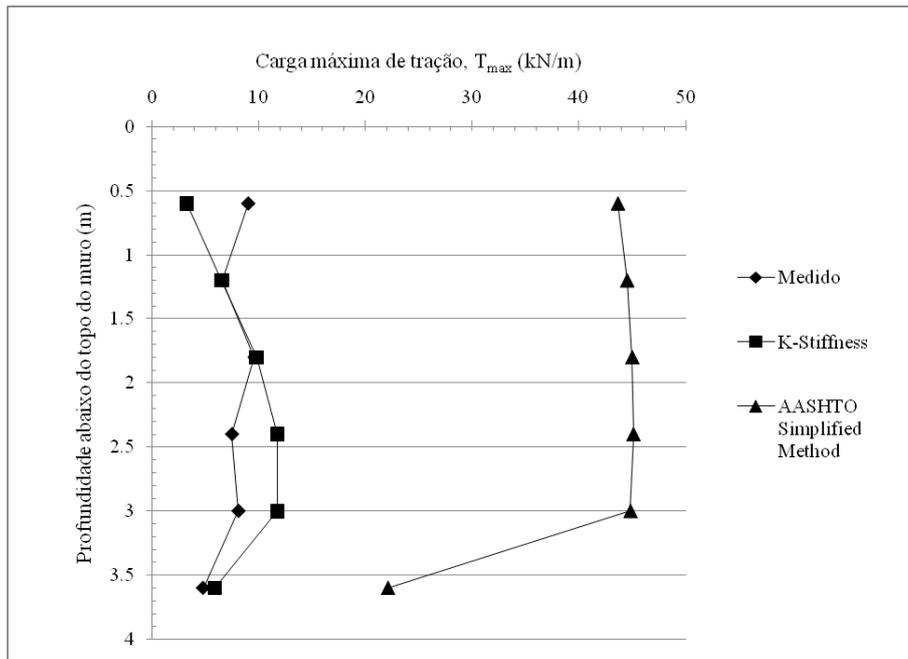


Figura 6.15. Cargas máximas de tração nos reforços previstas e medidas para o Muro 3, no momento de aplicação da sobrecarga máxima (130 kPa).

A razão para o método K-Stiffness ter mostrado – no reforço mais próximo ao topo do muro – um valor de carga máxima de tração (T_{max}) inferior ao medido pode estar relacionado ao fato do método não considerar o efeito da compactação durante a construção dos muros. Apesar do efeito da compactação na carga máxima do reforço, sobretudo nas camadas mais superiores, estar usualmente relacionada ao emprego de solos com ângulo de atrito acima de 45° , o resultado apresentado na Figura 6.15 pode ser uma indicação de que a coesão do aterro e a rigidez do reforço também devem ser considerados nessa abordagem.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

7.1.1 CONCLUSÕES

Esta tese investigou o potencial de uso de materiais alternativos em estruturas de solo reforçado (ESR) por meio da construção, instrumentação e monitoramento de 3 muros experimentais executados em escala real. Foram empregados dois tipos de material de aterro, sendo os Muros 1 e 2 construídos com resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) e o Muro 3 com um solo silto-arenoso. Além do propósito de investigar os parâmetros geotécnicos de interesse para a pesquisa, a caracterização do RCD-R foi realizada buscando apontar eventuais propriedades/características que pudessem comprometer ou inviabilizar o uso desses materiais em ESR. Um sistema de inundação do solo de fundação foi desenvolvido com o intuito de investigar os efeitos do colapso da base nos Muros 1 e 2. A partir dos resultados obtidos, são apresentadas a seguir as principais conclusões deste estudo.

Os resultados da análise granulométrica revelaram que, para as amostras coletadas na Usina de Reciclagem de Entulho de Brasília-DF (UREB), o RCD-R pode ser classificado, segundo a ABNT, como uma areia com pedregulhos. Observou-se uma baixa variabilidade entre as curvas granulométricas dos RCD-R coletados na UREB. O RCD-R coletado na obra da Sete Engenharia, Brasília, DF, foi classificado como um pedregulho arenoso, com cerca de 70% da sua massa retida na peneira de abertura 4,8 mm.

A análise gravimétrica dos materiais retidos na peneira de abertura 4,8 mm revelou que os RCD-R ensaiados são compostos praticamente por materiais inertes, apresentando não mais que 1,3% de metal e outros materiais indesejáveis (madeira, plástico, papel, etc.). Observou-se que as parcelas compostas por solo (RCD-R passante na #4,8mm) variaram de 63,88% a 69,28% da massa total das amostras coletadas na UREB.

Os ensaios de compactação apresentaram o valor médio de $\rho_{d \max}$ igual a 1,93 g/cm³, com coeficiente de variação de 6,4%; foi obtido o valor médio de umidade ótima igual a 13,7%, com coeficiente de variação de 18,2%. Observou-se a influência da participação de argamassa e cerâmica nos valores de $\rho_{d \max}$ e umidade ótima do RCD-R. Os ensaios de cisalhamento direto revelaram o valor médio de ângulo de atrito igual a 37,9%, com coeficiente de variação de 11,4%; registrou-se o valor médio de coesão igual a 14 kPa, com

coeficiente de variação de 51,9%. As amostras de RCD-R ensaiadas não apresentaram pico de resistência. A realização da identificação do grupo MCT, por meio do método expedito, revelou que o RCD-R pode ser classificado como um solo arenoso laterítico.

Os resultados dos ensaios de pH em água destilada forneceram o valor médio de 8,84, com coeficiente de variação igual a 0,4%. Observou-se que o extrato aquoso do RCD-R, apesar de alcalino, apresentou-se dentro do intervalo recomendado para o uso em ESR com poliéster.

A análise dos danos mecânicos causados pela compactação de uma camada de 0,20 m de RCD-R sobre amostras de geotêxtil demonstrou que o geotêxtil praticamente não sofreu dano mecânico. As amostras de geotêxtil submetidas à compactação com rolo e mantidas enterradas no RCD-R – por 15 meses – apresentaram o fator de redução igual a 1,64, sendo este valor superior ao produto dos fatores individuais apresentados na literatura.

Os resultados das amostras de geogrelha submetidas aos danos causados pelo RCD-R revelou valores de fatores de redução de 1,12 e 1,28 para os equipamentos de compactação rolo e tipo “sapo”, respectivamente. As amostras de geogrelha submetidas à compactação com rolo e mantidas enterradas no RCD-R – por 15 meses – apresentaram o fator de redução igual a 1,20, revelando um incremento de redução de resistência possivelmente causado, em parte, pelo contato com um meio alcalino (pH 8,84). No entanto, considerando que essas investigações merecem um maior aprofundamento, recomenda-se que os fatores de redução obtidos – tanto para o geotêxtil, quanto para a geogrelha – nesta pesquisa sejam utilizados apenas como norteadores para novos estudos.

Ao final da construção dos Muros 1 e 2, observou-se a ocorrência do embarrigamento das camadas de reforço de ambos os muros, o que é típico no processo executivo utilizado. Nesse momento, o Muro 2 – construído com geotêxtil – registrou o deslocamento horizontal máximo igual a 254 mm, na elevação correspondente a 67% da altura do muro. As maiores diferenças de deslocamentos entre os dois muros foram registradas abaixo da elevação de 60% da altura dos muros.

Após o término do 1º período chuvoso, os Muros 1 e 2 apresentaram valores próximos de deslocamentos horizontais de face até a elevação de 39% da altura do muro. Acima deste ponto, os maiores deslocamentos foram registrados pelo Muro 2, com exceção de um ponto do Muro 1, possivelmente devido a presença de pedregulhos próximos à face. Esta distribuição de deslocamentos horizontais da face, praticamente se manteve, sendo observada até a última leitura (realizada no dia 587). Ao longo de toda a pesquisa, o Muro 1 apresentou maiores irregularidades na superfície da face.

A inundação induzida do solo de funda o provocou efeitos distintos entre os Muros 1 e 2. Observou-se valores de incrementos máximos de deslocamento de face de 3,86 % e 3,02% da altura dos muros, para os Muros 1 e 2, respectivamente.

Os perfis de recalque da superfície dos muros registrados após o término do 1  período chuvoso revelaram que o Muro 1 apresentou uma varia o ao longo da linha de monitoramento, com o ponto localizado mais próximo   face registrando o valor de recalque médio de aproximadamente 5% da altura do muro. O maciço reforçado do Muro 1, revelou um comportamento típico de muros construídos com elementos de reforço mais rígidos, funcionando como um maciço monolítico. Na última leitura, observou-se a manuten o da distribui o de recalques registrada no término do 1  período chuvoso. Os recalques máximos decorrentes do processo de inunda o do solo de funda o foram de 2,39% e 1,22% da altura dos muros, para os Muros 1 e 2, respectivamente.

A análise de distribui o de tensões nas bases dos Muros 1 e 2 revelou, de forma geral, o mesmo comportamento. Logo após a constru o dos muros, os pontos localizados mais próximos às faces registraram os maiores valores de tensão. A partir desse ponto, observou-se uma redu o dos valores de tensão até pontos localizados a 60% e 40% do comprimento de reforço para os Muros 1 e 2, respectivamente. Após esses pontos, houve uma retomada dos valores de tensão, com o ponto mais afastado da face apresentando valores bastante próximos de γH . Em meados do 1  período chuvoso (dia 107), os Muros 1 e 2 apresentaram valores de tensão praticamente iguais no ponto mais próximo   face e no ponto além do maciço reforçado. Acredita-se que as discrepâncias de valores observadas nos pontos intermediários possam ter sido causadas por recalques diferenciais no solo de funda o, com a cria o de regiões de concentra o/alívio de tensões.

As células para medi o de tensões totais horizontais instaladas nos Muros 1 e 2 registraram valores de tensões horizontais acima dos previstos pela teoria de Rankine para o cálculo de empuxo de terras. Embora algumas leituras apresentem uma tendência de aumento linear das tensões horizontais com a profundidade, acredita-se que os comportamentos apresentados pelos Muros 1 e 2 possam ser melhor entendidos após desconstrui o dos muros e checagem das CTT.

As deforma es dos elementos de reforço dos Muros 1 e 2 apresentaram uma significativa altera o de valores entre os dias 79 e 135 (contidos no 1  período chuvoso da pesquisa); após o dia 135, houve praticamente uma estabiliza o das deforma es dos elementos.

A análise das deformações dos elementos de reforço do Muro 1 revelou a mudança de naturezas de esforços ao longo do comprimento dos reforços, da altura de instalação da camada e do tempo. Inicialmente as camadas mais próximas à base apresentaram naturezas variadas de esforços, com esforços de compressão na região mais próxima à face e esforços de tração e flexão nos pontos mais afastados. Na ocasião da última leitura, observou-se a predominância de esforços de tração em todas as camadas de reforço, com o valor máximo de 0,74% sendo observado na camada #3.

As deformações dos elementos de reforço do Muro 2 revelou maiores deformações na face e próximo a ela. Esse resultado já era esperado, uma vez que o geotêxtil possui rigidez menor que a geogrelha, particularmente em regiões com baixos níveis de confinamento. Na última leitura, o valor de deformação máxima de 13,6% foi registrado na camada #5.

Os efeitos da inundação induzida do solo de fundação na deformação dos elementos de reforço variou ao longo da altura do Muro 1, com as camadas mais inferiores registrando maiores incrementos de deformação. Os valores máximos de deformação, decorrentes da inundação da fundação, de 0,09%, 0,04% e 0,01% foram observados para as camadas #1, #3 e #5, respectivamente.

O monitoramento do solo de fundação praticamente revelou ausência de deslocamentos horizontais, para os Muros 1 e 2, até o dia 79. No dia 360 (último dia de leitura antes da inundação induzida do solo de fundação), os Muros 1 e 2 apresentaram valores de deslocamentos horizontais máximos de aproximadamente 6,5 mm. O processo de inundação do solo de fundação causou acréscimos de deslocamentos horizontais de 61% e 29% para os Muros 1 e 2, respectivamente.

No término da construção, o deslocamento horizontal máximo da face do Muro 3 – construído com grelha metálica e solo silto-arenoso – foi de 11mm, valor bastante próximo ao registrado pelo Muro 9 do RMCC – tomado como referência. Ao se alcançar a sobrecarga máxima de 130 kPa, o Muro 3 apresentou o valor máximo de deslocamento igual a 84 mm, cerca de 4 vezes o valor registrado pelo Muro 9 do RMCC.

O monitoramento dos recalques na superfície do maciço do Muro 3 revelou que houve uma redução dos valores de recalque a medida que os pontos se afastavam da face do muro. O valor de recalque máximo de 142 mm foi registrado para o valor de sobrecarga de 130 kPa. Esse valor corresponde a aproximadamente 16 vezes o valor registrado pelo Muro 9 da RMCC. O recalque máximo medido no interior do maciço apresentou o valor de 143 mm e foi observado no ponto mais próximo à superfície do maciço. Esse valor corresponde a aproximadamente 18 vezes o valor exibido pelo Muro 9 do RMCC.

Durante a aplicação da sobrecarga máxima (130 kPa), a célula de tensão total localizada a aproximadamente 1,20 m da face do Muro 3 registrou os valores máximos de tensão na base do muro. Esse comportamento foi coerente com os observados nos muros construídos anteriormente no RMCC.

O Muro 3 apresentou o valor de deformação máxima no reforço igual a 0,32%, tendo esse valor sido medido na camada #4, no ponto localizado a 664 mm da face. Os extensômetros instalados na face do muro – na altura média de cada camada – registraram valores bastante discretos, com o valor máximo de 0,05% tendo sido observado na camada #6. O perfil de deformação dos elementos de reforço ao longo da altura do muro, sugere a formação de uma superfície potencial de ruptura significativamente diferente da superfície linear. O Método K-Stiffness Modificado forneceu valores de carga máxima de tração nas camadas de reforço bastante próximos dos medidos.

7.1.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

De posse dos resultados obtidos nesta tese, são feitas as seguintes sugestões para pesquisas futuras sobre o uso de materiais alternativos em estruturas de solo reforçado:

- Caracterizar amostras de RCD-R coletadas durante um maior intervalo de tempo, a fim de compor um banco de dados que permita avaliar a variabilidade dos parâmetros geotécnicos de interesse. Investigar a ocorrência de eventuais quebras de partículas durante os ensaios de cisalhamento direto. Realizar ensaios de cisalhamento para níveis de tensões mais baixos.
- Aumentar o número de amostras de geossintéticos submetidas a danos gerados pelos RCD-R. Sugere-se manter amostras enterradas por vários períodos de tempo, para, assim, permitir o estabelecimento da variação dos fatores de redução.
- Monitorar muros experimentais semelhantes aos reportados nessa tese, variando-se aspectos como tipo, espaçamento e comprimentos dos reforços; material de aterro; inclinação da face e método construtivo. Investigar o uso de material menos agressivo

próximo à face dos muros. Aplicar sobrecargas superficiais em muros como os ensaiados nessa pesquisa.

- Investigar o dano mecânico e degradação de reforços geossintéticos enterrados em RCD-R ao longo do tempo. Na investigação do dano químico, empregar ensaios químicos com os elementos de reforço exumados.
- Realizar análises numéricas para subsidiar um melhor entendimento do comportamento de estruturas reforçadas construídas com RCD-R e sobre solo colapsível.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Official (2002). Standard specification of highway bridges. 17th ed. Washington.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR10004: Resíduos sólidos – Classificação. 71p. Rio de Janeiro, 2004.
- AFFONSO, F.J.A. (2005). Caracterização de agregados reciclados de resíduos de construção e demolição para uso em camadas drenantes de aterros de resíduos sólidos. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE. 161p.
- ALLEN, T.M.; HOLTZ, R.D. (1991). Design of retaining walls reinforced with geosynthetics. Geotechnical Engineering Congress 1991. ASCE. Geotechnical Special Publication No.27, Vol. 2, pp. 970-987.
- ANDERSON, P.L.; JAILLOUX, J.M.; WHITE, D.F. (1992). Testing durability of polyester to be used in earth-reinforced structures. Earth Reinforcement Practice. 9-12.
- ANGULO, S.C. (2000). Variabilidade de agregados graúdos de resíduos de construção e demolição reciclados. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil, 155p.
- ANGULO, S.C.; JOHN, V.M. (2002). Normalização dos agregados graúdos de resíduos de construção e demolição reciclados para concretos e a variabilidade. In: IX ENTAC - Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído.
- ANGULO, S.C.; ULSEN, C.; KAHN, H.; JOHN, V.M. (2002). Desenvolvimento de novos mercados para reciclagem massiva de RCD.
- ANGULO, S.C.; JOHN, V.M.; ULSEN, C.; KAHN, H. (2004). Caracterização de agregados de resíduos de construção e demolição reciclados separados por líquidos densos. In: I Conferência Latino-americana de Construção Sustentável. X Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. São Paulo.
- ARAÚJO JR. E.L. (2010). Uso de resíduos de construção e demolição (RCD) em estacas de compactação para melhoria de solos. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Escola Politécnica de Pernambuco. Universidade de Pernambuco.
- BARROS, M. C. (2005). Avaliação de um resíduo da construção civil beneficiado como material alternativo para sistema de cobertura. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE. 96p.
- BATHURST, R.J. (1990). Instrumentation of geogrid-reinforced soil walls. Transportation Research Record, No.1277, pp. 102-111.

- BATHURST, R.J.; NERNHEIM, A. & ALLEN, T.M. (2009). Predicted loads in steel reinforced soil walls using the AASHTO Simplified Method. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. Vol. 135, No. 2, pp. 177-184.
- BATHURST, R.J.; JARRETT, P.M. (1990). Grid-reinforced retaining wall model tests. *Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, pp. 119.
- BATHURST, R.J., NERNHEIM, A., WALTERS, D.L., ALLEN, T.M., BURGUESS, P. & SAUNDERS, D.D. (2009). Influence of reinforcement stiffness and compaction on the performance of four geosynthetic-reinforced soil walls. *Geosynthetic International*, 16, No. 1, pp. 43-59.
- BATHURST, R.J.; SIMAC, M.R. (1994) Geosynthetic reinforced segmental retaining wall structures in North America. *Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextile, Geomembrane and Related Products*. Singapura.
- BELACAP (2005) Serviço de Ajardinamento e Limpeza Urbana. Portal oficial do governo do Distrito Federal. Infra-estrutura física da BELACAP-DF. Disponível em: <http://www.belacap.df.gov.br/005/00502001.asp?ttCD_CHAVE=4122>. Acesso em: 30 de março de 2005.
- BENJAMIM, C.V.S. (2006). Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotextil. Tese de Doutorado. EESC, Universidade de São Paulo. São Carlos, 294p.
- BERG, R.R.; ALLEN, T.M.; BELL, J.R. (1998). Design procedures for reinforced soil walls – a historical perspective. *Proceedings of the Sixth International Conference on Geosynthetics*, IFAI, Vol.2, Atlanta, Georgia, EUA, pp. 491-496.
- BLUMENSCHNEIN, R.N. (2004). A sustentabilidade na cadeia produtiva da indústria da construção. Tese de Doutorado. Centro de Desenvolvimento Sustentável - UnB. 249p.
- BS – British Standard (1995). BS 8006: Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills.
- BUENO, B.S.; VILAR, O.M. (2004). Propriedades, Ensaio e Normas. Capítulo 3 do Manual Brasileiro de Geossintéticos / Coordenador José Carlos Vertematti. São Paulo. Editora Edgard Blücher. p. 27-62.
- BUENO, B.S.; VILAR, O.M.; ZORNBERG, J.G. (2006). Use of tropical soils as backfill of reinforced soil structures in Brazil. *Proceedings of the 8th International Conference on Geosynthetics*. Yokohama, p. 1209-1212.
- CARNEIRO, F.P. (2005). Diagnóstico e ações da atual situação dos resíduos de construção e demolição na cidade do Recife. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Urbana, Universidade da Paraíba. 131p.
- CARVALHO, P.A.S; PEDROSA, J.A.B.A; WOLLE, C.M. (1986). Aterro reforçado com geotêxteis – uma opção alternativa para a Engenharia Geotécnica. VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre-RS.

- CINCOTTO, M.A. (1983). Utilização de subprodutos e resíduos na indústria da construção civil. Construção. São Paulo, PINI. N.2480, 27-30.
- CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente – (2006). Resolução nº 307 – Disponível em:<http://www.mma.gov.br/port/conama/res/res02/res30702.html> Acesso em 13/11/2006.
- CORRÊA, R.S., BAPTISTA, G.M.M. (2004) Mineração e Áreas Degradadas no Cerrado. Taguatinha. Editora Universa, 172p.
- COSTA, N.A.A. A reciclagem do resíduo de construção e demolição: uma aplicação da análise multivariada. (2003). Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção – UFSC. 188p.
- DANTATA, N.; An analysis of cost and duration for deconstruction and demolition of residential buildings in Massachusetts. Resources, Conservation and Recycling 44 (2005) 1-15.
- DUNCAN, J.M.; BYRNE, P.; WONG, K.S.; MABRY, P. (1980). Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite elements analyses and movements in soil masses. Geotech. Engrg. Res. Rep. No. UCB/GT/80-01, University of California, Berkeley, California.
- DUNNICLIFF, J.; GREEN, G.E. (1988). Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. John Wiley and Sons, New York, USA, 577p.
- ELIAS, V.; CHRISTOPHER, B.R.; BERG, R.R. (2001). Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design & Construction Guidelines. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Publication No.FHWA-NHI-00-043, 394p.
- EHRlich, M. (1995). Deformação em Muros de Solos Reforçados. 2º. Simpósio Brasileiro sobre Aplicações de Geossintéticos - Geossintéticos 95. pp. 31-40. São Paulo – SP.
- GREGG, R. (2008). Performance of two full-scale model geosynthetic reinforced retaining walls constructed with a sandy-silt backfill soil. Dissertação de Mestrado. Royal Military College of Canada. Kingston, 206p.
- GUIMARÃES, R.C. (2002). Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo de desempenho de estacas escavadas. Dissertação de mestrado, Publicação G.DM-091A/02. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183p.
- GUSMÃO, A.D. (2008). Manual de Gestão dos Resíduos da Construção Civil. Gráfica Editora, Camaragibe, PE, 140p.
- INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. (2008). Pesquisa Anual da Indústria da Construção Civil. Disponível em:

<http://www.cbicdados.com.br/files/pesquisa/2008/paic2008.pdf> Acesso em: Março de 2011.

- JARRETT, P.M. MCGOWN, A. (1988). The Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Wall Structures. Nato Advanced Study Institute Series, Kluwer Academic Publishers.
- JONES, C.J.F.P. (1994). Economic construction of reinforced soil structures. Recent case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Retaining Walls. p. 103-116.
- JURAN, I.; IDER, H.M.; FARRAG, K. (1990). Strain compatibility analysis for geosynthetics reinforced Soil Walls. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 116. No.2. pp. 312-329.
- KOERNER, R.M. (1999). Designing with geosynthetics. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice Hall, 4a edição., p.760.
- KOERNER, R.M.; SOONG, T.Y. (2001) Geosynthetic reinforced segmental retaining walls. Geotextiles and Geomembranes. Vol. 19. pp. 359-386.
- LEE, W.F; HOLTZ, R.D; ALLEN, T.M. Full scale geosynthetic reinforced retaining walls: a numerical parametric study. Geosynthetics'99. P.935-948.
- LEITE, M.B. (2001). Avaliação de propriedades mecânicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição. Tese (Doutorado). Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 266p.
- LESHCHINSKY, D.; LIN, H.; HANKS, G. (1995). Unified design approach to geosynthetic reinforced slopes and segmental walls. Geosynthetics International. Vol.2. No.5. pp. 845-881.
- LEVY, S.M.; HELENE, P.R.L. (2000). Durability of concrete produced with mineral waste of civil construction industry. In: CIB Symposium in Construction and Environment: Theory Into Practice. São Paulo, Brasil, 2000. Proceedings...[CD-ROOM]
- LEVY, S.M. (2002). Pesquisas e normalizações existentes no país e no exterior. Disponível em: <http://www.reciclagem.pcc.usp.br>. Acesso em: 28 ago. 3p.
- LIMA, J.A.R. (1999). Proposição de diretrizes para a produção e normalização de resíduo de construção reciclado e de suas aplicações em argamassas e concretos. Dissertação de Mestrado. EESC, Universidade de São Paulo. São Carlos, 204p.
- LING, H.I.; WU, J.T.H; TATSUOKA, F. (1992). Short-term strength and deformation characteristics of geotextiles under typical operation conditions. Geotextiles and Geomembranes. v1, pp. 185-219.
- MACEDO, T.F.; LAFAYETTE, K.P.V. (2010). Characterization and analysis of the mechanical behaviour of CDW with fiber addition for geotechnical application. In: 6th

- International Conference on Environmental Geotechnics. New Delhi. Vol.1. p 1025-1029.
- MENDES, M.J.A. (2006). Comportamento Carga-Alongamento de Geotêxteis Não Tecidos Submetidos à Tração Confinada. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília. Brasília, 152p.
- MOTA, N.M.B. (2003). Ensaio avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília: interpretação e aplicação em projetos de fundação. Tese (doutorado). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB. 335p.
- NCMA (1997). Design manual for retaining wall structures (2a. Edição). National Concrete Masonry Association. Hemdon, Virgínia, EUA.
- NICÁCIO, A. (2007). O maior canteiro de obras da América Latina. Isto é Dinheiro. Disponível em: <http://www.terra.com.br/istoedinheiro/edicoes/524/artigo63282-1.htm> Acesso em: Março de 2009.
- NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. (1981). Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. In.: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. Vol.1. pp. 30-40.
- NUNES, K.R.A. (2004). Avaliação de investimentos e de desempenho de centrais de reciclagem para resíduos sólidos de construção e demolição. Tese de Doutorado. COOPE/UFRJ. 275p.
- OLIVEIRA, M.J.E. (2002). Materiais descartados pelas obras de construção civil: Estudo dos resíduos de concreto para a reciclagem. Tese de Doutorado. Instituto de Geociências e Ciências Exatas da Universidade Estadual Paulista. Rio Claro, 191p.
- PALMEIRA, E.M. (1987). The study of soil reinforcement interaction by means of large scale laboratory tests. Tese de Doutorado. University of Oxford (UK). 238p.
- PALMEIRA, E.M. (1993). Estruturas de Contenção e Taludes Íngremes Reforçados com Geossintéticos. Apostila: Publicação s/n. Brasília-DF.
- PALMEIRA, E.M. (1996). Instrumentação geotécnica. Publicação No. GAP 005A/96. Brasília-DF.
- PALMEIRA, E.M. (2009). Soil-geosynthetic interaction: modelling and analysis. Mercer Lecture 2007-2008. Geotextile and Geomembrane. v.27, pp. 368-390.
- PALMEIRA, E.M.; MILLIGAN, G.W.E. (1989). Scale and other factors affecting the results of pull-out tests of geogrid buried in sand. Geotechnique 39 (3), 511-524.
- PINTO, T.P. (1986). Utilização de resíduos de construção. Estudo do uso em argamassas. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 137p.

- PINTO, T.P. (1999). Metodologia para a gestão diferenciada de resíduos sólidos da construção urbana. Tese de Doutorado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 189p.
- REEVES, J. W. (2003). Performance of a full-scale wrapped face welded wire mesh reinforced retaining wall. Dissertação de Mestrado. Royal Military College of Canada. Kingston, 194p.
- ROCHA, E.G.A. (2006). Os resíduos sólidos de construção e demolição: gerenciamento, quantificação e caracterização. Um estudo de caso no Distrito Federal. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, 174p.
- SANTOS, E.C.G. (2007). Aplicação de Resíduos de Construção e Demolição Reciclados (RCD-R) em Estruturas de Solo Reforçado. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 168p.
- SANTOS, E.C.G.; PALMEIRA, E.M. (2009). Aspectos econômico-ambientais do uso de resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) em estruturas de solo reforçado no Distrito Federal. In: I Geocentro 2009. Goiânia-GO.
- SCHNEIDER, D.M. (2003). Deposições irregulares de resíduos da construção civil na cidade de São Paulo. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Saúde Pública da Universidade de São Paulo.
- SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SANEAMENTO – SNIS (2006) Diagnóstico da Gestão e Manejo de Resíduos Sólidos Urbanos – 2006. Ministério de Estado das Cidades / Programa de Modernização do Setor Saneamento, 392p.
- TEIXEIRA, S.H.C.; BUENO, B.S.; ZORNBERG, J.G. (2007). Pullout resistance of individual longitudinal and transverse geogrid ribs. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, Janeiro. pp. 37-50.
- TUPA, N.; PALMEIRA, E.M. (1995). Comportamento de Geotêxtil Não Tecidos Confinados em Solos Finos. 2º. Simpósio Brasileiro sobre Aplicações de Geossintéticos - Geossintéticos 95. pp. 139-147. São Paulo – SP.
- VIDAL, D.; GUIMARÃES, D.G. (1994) Dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geotêxtil: comparação com modelos reduzidos. X Cobramsef. Vol-3, p. 673-680.
- WU, J.T.H. (1992). Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls. International Symposium on Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls. Denver, Colorado.