

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

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE MUROS
REFORÇADOS COM GEOSINTÉTICOS CONSTRUÍDOS
COM MATERIAL DE ATERRO NÃO CONVENCIONAL**

EWERTON CLAYTON ALVES DA FONSECA

ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph. D.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-208/12

BRASÍLIA/ DF: ABRIL 2012

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

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE MUROS
REFORÇADOS COM GEOSINTÉTICOS CONSTRUÍDOS
COM MATERIAL DE ATERRO NÃO CONVENCIONAL**

EWERTON CLAYTON ALVES DA FONSECA

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

APROVADA POR:

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

**HERNÁN EDUARDO MARTÍNEZ CARVAJAL, D.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**EDER CARLOS GUEDES DOS SANTOS, D.Sc. (Universidade de Pernambuco - UPE)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 13 de ABRIL de 2012

FICHA CATALOGRÁFICA

FONSECA, EWERTON CLAYTON ALVES	
Análise Numérica do Comportamento de Muros Reforçados com Geossintéticos Construídos com Material de Aterro Não Convencional [Distrito Federal] 2012	
xix, 93 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2012)	
Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil	
1. Análise numérica	2. Estruturas de solo reforçado
3. Geossintéticos	4. Material de aterro não convencional
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

FONSECA, E.C.A. (2012). Análise Numérica do Comportamento de Muros Reforçados com Geossintéticos Construídos com Material de Aterro Não Convencional. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 93 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Ewerton Clayton Alves da Fonseca.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Análise Numérica do Comportamento de Muros Reforçados com Geossintéticos Construídos com Material de Aterro Não Convencional.

GRAU / ANO: Mestre / 2012

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

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à minha família, principalmente aos meus pais, Adilson Alves da Fonseca e Antônia Maria Alves da Fonseca (*in memoriam*), que foram verdadeiramente os maiores mestres que tive.

AGRADECIMENTOS

Ao PPG-UnB, por me proporcionar um bom ambiente e infra-estrutura, para desenvolver este trabalho;

Aos professores do PPG-UnB, especialmente ao Ennio Marques Palmeira, meu orientador, pelo seu incrível exemplo como pessoa, professor etc. Agradeço-o pela atenção, paciência, generosidade e outras tantas qualidades que só fizeram colaborar para o desenvolvimento desta dissertação;

Aos professores, Hernán Carvajal e Eder dos Santos, pela participação e contribuição em minha banca examinadora;

Aos professores da UFPA, em especial ao Gérson Jacques Miranda dos Anjos e ao Alcebiades Negrão Macêdo, por confiarem em meu potencial acadêmico e profissional;

Aos meus tios, Jorge Assunção e Regina Assunção, por me acolherem após o falecimento de meus pais;

À minha irmã, Elaine Fonseca, uma das incentivadoras para a realização de meus sonhos e a pessoa quem suporta minha ausência em Belém, PA e meus “chatos” pensamentos filosóficos;

À minha prima, Cristiane Assunção, por conceder seu “notebook” para que eu o usasse durante o mestrado, quando vim para Brasília, DF;

Aos colegas de classe e aos amigos que vivi em Brasília, DF, com os quais tive muitos momentos de alegria e pude aprimorar meus conhecimentos;

Ao Robinson Andrés Giraldo Zuluaga, por destinar considerável parte de seu tempo a me ajudar com algumas figuras desta dissertação;

À Cristina Rose Guimarães, uma pessoa maravilhosa que tive muita sorte de conhecer em Brasília, DF. Agradeço-te pelo incentivo, pelas demonstrações de carinho e por todos os momentos ao teu lado;

Finalmente agradeço Àquele que se convencionou chamar de Deus, por me guiar por meio de conversas que tivemos em horas inusitadas.

RESUMO

Um dos principais problemas ambientais na atualidade é a disposição inadequada dos resíduos de construção e demolição (entulhos), que no Brasil chega a corresponder a 70% dos resíduos sólidos descartados em aterros sanitários. Esses resíduos também são depositados de forma ilegal em áreas urbanas, com sérias consequências para sociedade. A fim de minimizar esses problemas e fazer uma melhor utilização destes resíduos, diversas atividades têm sido realizadas em centros de pesquisa com o objetivo de utilizar o agregado de RCD na produção de blocos de concreto e de pavimentação de estradas, de forma a reduzir os problemas ambientais causados por obras civis. Neste cenário, surge a interessante proposta de aplicar resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) como material de aterro em estruturas de solo reforçado, uma vez que esta proporcionaria a conservação de consideráveis volumes de recursos naturais e a destinação adequada para tais resíduos. Em Brasília, DF, foram construídas duas estruturas experimentais reforçadas com geossintético, em escala real, utilizando RCD-R como material de aterro. Santos (2011) apresenta os resultados sobre os desempenhos de muros de contenção reforçados observados em campo, onde o RCD-R foi utilizado como material de preenchimento. Este trabalho apresenta comparações entre as previsões numéricas e medições feitas por Santos (2011) em estrutura instrumentada de solo reforçado com geogrelha sobre solo colapsível, onde o RCD-R foi usado como aterro. Comparações foram feitas em termos de deformações do reforço, deslocamentos da face do muro, recalques do terrapleno, tensões no interior do maciço e deslocamentos horizontais do solo de fundação colapsível. Comentários são feitos sobre a acurácia das previsões.

ABSTRACT

One of societies' main problems is the inadequate disposal of Construction and Demolition Wastes (rubble), which in Brazil can correspond to 70% of the solid waste disposed in sanitary landfills. These wastes can also be disposed illegally in urban areas causing environmental problems. To minimize these problems and to make a better use of rubble several research activities have been carried out aiming at using recycled rubble as aggregates, in the production of concrete blocks and for road paving, to reduce environmental problems caused by civil works. Construction works can cause environmental problems that must be solved or at least minimized. Therefore, an interesting proposal is to use recycled construction and demolition residues (RCD-R) as fill material in reinforced soil structures, because this would provide the conservation of significant volumes of natural resources and proper disposal for such wastes. In Brasilia, DF, two experimental structures reinforced with geosynthetics were built, in real scale, using RCD-R as fill material. Santos (2011) presents results on the performance observed of these reinforced retaining walls. This work presents comparisons among predictions from numerical analysis and measurements from instrumented geosynthetic reinforced soil structures on a collapsible soil reported by Santos (2011), where RCD-R was used as backfill. Comparisons were made in terms of reinforcement strains, wall face displacements, settlements, stresses in the massive and horizontal displacements of the collapsible and porous foundation soil. Comments are made regarding the accuracy of the predictions.

SUMÁRIO

DEDICATÓRIA	iv
AGRADECIMENTOS	v
RESUMO	vi
ABSTRACT	vii
SUMÁRIO	viii
ÍNDICE DE TABELAS	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xii
NOMENCLATURA, SÍMBOLOS E ABREVIACÕES	xvii
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 MOTIVAÇÃO.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.2.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 ESTRUTURA DE SOLO REFORÇADO.....	4
2.1.1 MECANISMO DE INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO.....	7
2.1.2 RIGIDEZ RELATIVA DO REFORÇO.....	10
2.1.3 EFEITO DA COMPACTAÇÃO DO SOLO.....	12
2.1.4 DESEMPENHO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO.....	13
2.1.5 COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS DE MÉTODOS DE PROJETO, MEDIÇÕES EM OBRAS E ANÁLISES NUMÉRICAS.....	15
2.1.6 PREVISÃO DE DESLOCAMENTOS E DEFORMAÇÕES.....	17
2.2 GEOSSINTÉTICOS.....	18
2.2.1 GEOSSINTÉTICOS UTILIZADOS EM ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO.....	18
2.2.2 GEOTÊXTEIS.....	20
2.2.3 GEOGRELHAS.....	20
2.3 MATERIAIS DE ATERRO NÃO CONVENCIONAIS.....	21
2.4 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO.....	23
2.5 SOLOS COLAPSÍVEIS.....	25
3 MATERIAIS E MÉTODOS	27
3.1 ESTRUTURAS EXPERIMENTAIS INVESTIGADAS.....	27

3.1.1	DESCRIÇÃO GERAL	27
3.1.2	INSTRUMENTAÇÃO UTILIZADA	30
3.1.2.1.	MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NA FUNDAÇÃO..	30
3.1.2.2.	MEDIÇÕES DE TENSÕES TOTAIS	31
3.1.2.3.	MEDIÇÃO DE DEFORMAÇÕES NOS REFORÇOS	32
3.1.2.4.	MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS DA FACE.....	34
3.1.2.5.	MEDIÇÃO DE RECALQUES SUPERFICIAIS.....	34
3.1.3	SISTEMA PARA INUNDAÇÃO DA FUNDAÇÃO SOB OS MUROS.....	35
3.2	SOLO DE FUNDAÇÃO	36
3.2.1	PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DO SOLO DE FUNDAÇÃO.....	36
3.2.2	RCD-R.....	38
3.2.3	ELEMENTOS DE REFORÇO	39
3.3	FERRAMENTA NUMÉRICA UTILIZADA	39
4	METODOLOGIA	43
4.1	SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DOS CASOS ESTUDADOS	43
4.2	MODELO NUMÉRICO	43
4.2.1.	GEOMETRIA	44
4.2.2.	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	46
4.2.2.1.	MATERIAL DE PREENCHIMENTO.....	46
4.2.2.2.	GEOSSINTÉTICOS	47
4.2.2.3.	SOLO DE FUNDAÇÃO.....	47
4.2.3.	CONDIÇÕES INICIAIS	49
4.2.4.	ESTÁGIOS DE CÁLCULO	49
4.3	PROCEDIMENTOS DE ANÁLISE	52
5	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	54
5.1	INTRODUÇÃO.....	54
5.2	SIMULAÇÕES PARA O MURO 1	54
5.2.1.	RECALQUES NA SUPERFÍCIE DO MACIÇO	54
5.2.2.	TENSÕES TOTAIS NO MACIÇO	55
5.2.2.1.	TENSÕES VERTICAIS TOTAIS NO MACIÇO	55
5.2.2.2.	TENSÕES HORIZONTAIS TOTAIS NO MACIÇO	60
5.2.3.	MOVIMENTOS HORIZONTAIS DO SOLO DE FUNDAÇÃO	61
5.2.4.	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA FACE.....	63

5.2.5.	DEFORMAÇÕES NO REFORÇO	65
5.3	SIMULAÇÕES PARA O MURO 2	69
5.3.1.	RECALQUES NA SUPERFÍCIE DO MACIÇO	69
5.3.2.	TENSÕES TOTAIS NO MACIÇO	70
5.3.2.1.	TENSÕES VERTICAIS TOTAIS NO MACIÇO	70
5.3.2.2.	TENSÕES HORIZONTAIS TOTAIS NO MACIÇO	75
5.3.3.	MOVIMENTOS HORIZONTAIS DO SOLO DE FUNDAÇÃO	76
5.3.4.	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA FACE	78
5.3.5.	DEFORMAÇÕES NO REFORÇO	79
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	85
6.1	CONCLUSÕES	85
6.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	86
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	88

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1. Tipos de geossintéticos e suas respectivas funções (Bueno & Vilar, 2004).	4
Tabela 2.2. Comparação entre as forças máximas de tração previstas e medidas (Ehrlich & Becker, 2009).	16
Tabela 2.3. Critérios para o potencial de colapso para solos.	26
Tabela 3.1. Principais características dos muros experimentais (modificado – Santos, 2011).	30
Tabela 3.2. Distribuição dos extensômetros elétricos no muro 1 (Santos, 2011).	33
Tabela 3.3. Parâmetros geotécnicos do solo do CEFECG – UnB (modificado – Guimarães, 2002).	38
Tabela 3.4. Variação de K_0 com a profundidade (modificado – Guimarães, 2002).	38
Tabela 3.5. Propriedades geotécnicas do RCD – R (Santos, 2010).	38
Tabela 3.6. Propriedades dos geossintéticos (Modificado – Santos, 2011).	39
Tabela 3.7. Dados de saída do Plaxis 7.2 (modificado – Araújo, 2009).	42
Tabela 4.1. Parâmetros do material de preenchimento utilizados nas simulações numéricas. 46	
Tabela 4.2. Parâmetros físicos do solo poroso colapsível usados nas simulações numéricas. 47	
Tabela 4.3. Parâmetros de deformabilidade e de história de tensões do solo poroso colapsível admitidos nas simulações sem deslocamentos prescritos.	48
Tabela 4.4. Parâmetros de deformabilidade e de história de tensões do solo poroso colapsível admitidos nas simulações com deslocamentos prescritos.	48
Tabela 4.5. Parâmetros de resistência do solo poroso colapsível admitidos nas simulações numéricas.	48
Tabela 4.6. Parâmetros da camada rígida adotados nas simulações numéricas.	48
Tabela 4.7. Parâmetros adotados para o solo de fundação para a geração das tensões iniciais (Modificado – Araújo, 2009).	49
Tabela 4.8. Descrição das etapas de cálculo utilizadas nas simulações numéricas.	50
Tabela 4.9. Parâmetros empregados no cálculo das tensões horizontais ao longo da altura do Muro 1 (Santos, 2011).	52

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Disposição inadequada dos RCD (CREA - SP, 2005).....	1
Figura 2.1. Custo de construção, por área de face, em função da altura do muro, para várias soluções de contenção (Elias <i>et al.</i> , 2001).	5
Figura 2.2. Estrutura de contenção em solo reforçado com geossintético (Santos, 2007).....	6
Figura 2.3. Exemplos típicos de aplicações de solo reforçado (modificado – Palmeira, 1987). 7	
Figura 2.4. Mecanismos de interação solo-geogrelha (Wilson-Fahmy & Koerner, 1993).	8
Figura 2.5. Mecanismos de ruptura em uma estrutura de solo reforçado (Milligan & Palmeira, 1987).....	8
Figura 2.6. Alguns ensaios para determinação dos parâmetros de resistência da interface solo-geossintético (Becker, 2006).	9
Figura 2.7. Equipamento de plano inclinado (rampa) (Briançon <i>et al.</i> 2011).....	10
Figura 2.8. Indicação das zonas ativa e resistente, e distribuição da força de tração no reforço (Ehrlich; Azambuja, 2003).	10
Figura 2.9. Mobilização de tensões em uma massa de solo reforçado (Ehrlich & Becker, 2009).....	11
Figura 2.10. Trajetória de tensões efetivas em um ponto no interior da massa de solo durante a construção de um aterro compactado em camadas (Ehrlich & Becker, 2009).	13
Figura 2.11. Modos de ruptura de estruturas de solo reforçado: (a) ruptura por tração do reforço, e (b) um caso muito reforçado (modificado – Sawicki, 2000).	14
Figura 2.12. Problemas básicos em mecânica de estruturas de solo reforçado (modificado – Sawicki, 2000).....	15
Figura 2.13. Curva empírica para estimativa do deslocamento horizontal máximo em muros de solo reforçado (Elias <i>et al.</i> , 2001).	18
Figura 2.14. Microfotografias de geotêxteis com diferentes estruturas: (a) e (b) tecidos; (c) e (d) não tecidos (Koerner, 1994).	20
Figura 2.15. Exemplares típicos de geogrelhas.	21
Figura 2.16. Reprodução do colapso em ensaio oedométrico.....	25
Figura 3.1. Instrumentação utilizada nos muros reforçados monitorados por Santos (2011)..	27
Figura 3.2. Vista geral das estruturas em solo reforçado instrumentadas (Santos & Palmeira, 2010).....	28

Figura 3.3. Imagem aérea via satélite da CEFECG da UnB . (a) Prédio do PPG – UnB ; (b) Instituto de Sismologia; (c) CEFECG e (d) Prédio SG – 11	28
Figura 3.4. Precipitação em Brasília- DF durante o período de monitoramento dos muros (Santos, 2011).....	29
Figura 3.5. Instalação do tubo inclinômetro (Santos, 2011).	30
Figura 3.6. Distribuição das CTT no maciço reforçado dos muros experimentais (Santos, 2011).....	31
Figura 3.7. Distribuição das CTT no maciço reforçado dos muros experimentais – vista em planta (Santos, 2011).....	31
Figura 3.8. Esquema de instalação da CTT (Santos, 2011).	32
Figura 3.9. Linhas de instrumentação dos extensômetros dos muros experimentais (Santos, 2011).....	32
Figura 3.10. Região circunvizinha aos extensômetros elétricos no muro 1 (Santos, 2011).....	33
Figura 3.11. Pontos de fixação dos cabos dos extensômetros mecânicos usados nos muros (Santos, 2011).....	34
Figura 3.12. Ponto de fixação do extensômetro mecânico em uma camada de geotêxtil não tecido (Santos, 2011).....	34
Figura 3.13. Distribuição dos marcos superficiais dos muros 1 e 2 (Santos, 2011).	35
Figura 3.14. Visão geral da inundação induzida do solo de fundação dos muros experimentais (Santos, 2011).....	35
Figura 3.15. Sistema de inundação do solo de fundação (Santos, 2011).	36
Figura 3.16. Sistema de inundação do solo de fundação – corte AA' (Santos, 2011).	36
Figura 3.17. Perfil do CEFECG – UnB (modificado - Mota, 2003).....	37
Figura 4.1. Malha de elementos finitos utilizada nas simulações numéricas.....	44
Figura 4.2. Geometria utilizada nas simulações numéricas.	45
Figura 4.3. Detalhe da geometria do reforço geossintético na face.	46
Figura 4.4. Tensões totais geradas na condição inicial.	49
Figura 4.5. Estágio de cálculo: condição inicial.....	50
Figura 4.6. Estágio de cálculo: após construção da camada três.....	51

Figura 4.7. Estágio de cálculo: final de construção.....	51
Figura 4.8. Estágio de cálculo: antes e após inundação	51
Figura 5.1. Recalques na superfície do Muro 1. (a) sem deslocamentos prescritos, e (b) com deslocamentos prescritos.....	55
Figura 5.2. Comparação das tensões verticais totais durante a construção do Muro 1, a partir da simulação sem deslocamentos prescritos.	56
Figura 5.3. Comparação das tensões verticais totais durante a construção do Muro 1, a partir da simulação com deslocamentos prescritos.....	57
Figura 5.4. Comparações entre valores medidos e calculados de tensão vertical ao longo da base do Muro 1 sem deslocamentos prescritos.	58
Figura 5.5. Comparações entre valores medidos e calculados de tensão vertical ao longo da base do Muro 1 com deslocamentos prescritos.....	59
Figura 5.6. Comparação dos valores medidos e calculados de tensões horizontais ao longo da altura do maciço (imediatamente após a região reforçada) (a) sem deslocamentos prescritos e (b) com deslocamentos prescritos.	60
Figura 5.7. Variações da tensão horizontal ao longo da camada 3, no interior do maciço reforçado. (a) sem deslocamentos prescritos e (b) com deslocamentos prescritos.....	61
Figura 5.8. Comparação dos valores medido versus calculado de deslocamentos horizontais do solo de fundação do Muro 1 no final de construção. (a) sem deslocamentos prescritos e (b) com deslocamentos prescritos.....	61
Figura 5.9. Comparação dos valores medido versus calculado de deslocamentos horizontais do solo de fundação do Muro 1 antes do período de inundação induzida (a) sem deslocamentos prescritos e (b) com deslocamentos prescritos.	62
Figura 5.10. Comparação dos valores medido versus calculado de deslocamentos horizontais do solo de fundação do Muro 1 após período de inundação induzida.	63
Figura 5.11. Comparação dos perfis da face do Muro 1 sem deslocamentos prescritos. (a) final de construção, e (b) antes da inundação induzida.	64
Figura 5.12. Comparação dos perfis da face do Muro 1 com deslocamentos prescritos. (a) final de construção, (b) antes da inundação induzida, e (c) após a inundação induzida.	65
Figura 5.13. Comparação das deformações na geogrelha ao longo do comprimento na camada 1 sem consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.	65
Figura 5.14. Comparação das deformações na geogrelha ao longo do comprimento na camada 3 sem consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.	66

Figura 5.15. Comparação das deformações na geogrelha ao longo do comprimento na camada 5 sem consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.	66
Figura 5.16. Comparação das deformações na geogrelha ao longo do comprimento na camada 1 com consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção, (b) antes da inundação e (c) após inundação.	67
Figura 5.17. Comparação das deformações na geogrelha ao longo do comprimento na camada 3 com consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção, (b) antes da inundação e (c) após inundação.	68
Figura 5.18. Comparação das deformações na geogrelha ao longo do comprimento na camada 5 com consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção, (b) antes da inundação e (c) após inundação.	69
Figura 5.19. Previsão de recalques na superfície do Muro 2. (a) simulação sem deslocamentos prescritos, e (b) simulação com deslocamentos prescritos.....	70
Figura 5.20. Comparação das tensões verticais totais durante a construção do Muro 2, a partir da simulação sem deslocamentos prescritos.	71
Figura 5.21. Comparação das tensões verticais totais durante a construção do Muro 2, a partir da simulação com deslocamentos prescritos.....	72
Figura 5.22. Comparações entre valores medidos e calculados de tensão vertical ao longo da base do Muro 2 sem deslocamentos prescritos.	73
Figura 5.23. Comparações entre valores medidos e calculados de tensão vertical ao longo da base do Muro 2 com deslocamentos prescritos.....	74
Figura 5.24. Comparação dos valores medidos e calculados de tensões horizontais ao longo da altura do maciço (imediatamente após a região reforçada) (a) sem deslocamentos prescritos e (b) com deslocamentos prescritos.	75
Figura 5.25. Variações da tensão horizontal ao longo da camada 3, no interior do maciço reforçado. (a) sem deslocamentos prescritos e (b) com deslocamentos prescritos.....	76
Figura 5.26. Comparação dos valores medido versus calculado de deslocamentos horizontais do solo de fundação do Muro 2 no final de construção. (a) sem deslocamentos prescritos e (b) com deslocamentos prescritos.....	76
Figura 5.27. Comparação dos valores medido versus calculado de deslocamentos horizontais do solo de fundação do Muro 2 antes do período de inundação induzida (a) sem deslocamentos prescritos e (b) com deslocamentos prescritos.	77
Figura 5.28. Comparação dos valores medido versus calculado de deslocamentos horizontais do solo de fundação do Muro 2 após período de inundação induzida.	78
Figura 5.29. Comparação dos perfis da face do Muro 2 sem deslocamentos prescritos. (a) final de construção, e (b) antes da inundação induzida.	79

Figura 5.30. Comparação dos perfis da face do Muro 2 com deslocamentos prescritos. (a) final de construção, (b) antes da inundação induzida, e (c) após a inundação induzida.	79
Figura 5.31. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 2 sem consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.	80
Figura 5.32. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 3 sem consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.	80
Figura 5.33. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 4 sem consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.	81
Figura 5.34. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 5 sem consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.	81
Figura 5.35. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 6 sem consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.	82
Figura 5.36. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 2 com consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.	82
Figura 5.37. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 3 com consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.	83
Figura 5.38. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 4 com consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.	83
Figura 5.39. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 5 com consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.	84
Figura 5.40. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 6 com consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.	84

NOMENCLATURA, SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

#	camada
%	porcentagem
c'_{ref}	coesão de referência efetiva
$\sigma'_{sx,c}$	tensão horizontal decorrente da compactação
$\sigma'_{z,i}$	tensão vertical efetiva inicial
$\sigma'_{zc,i}$	máxima tensão vertical efetiva induzida durante a construção
A_B	resistência passiva nos membros transversais
A_L	resistência de atrito nos membros longitudinais
A_T	resistência de atrito nos membros transversais
C_c	índice de compressão
C_s	índice de expansão
E_{ref}	módulo de Young de referência
J_r	módulo de rigidez do reforço à tração
K_0	coeficiente de empuxo no repouso
N_{SPT}	resistência à penetração do ensaio <i>SPT</i>
P_a	pressão atmosférica
R_{int}	resistência de interface
S_i	índice de rigidez relativa solo-reforço
S_v	espaçamento vertical dos reforços
T_{max}	máxima força de tração por metro no reforço
T_{med}	máxima força de tração por metro medida no reforço
T_{prev}	máxima força de tração por metro calculada no reforço
T_r	resistência à tração por unidade de largura
c_{ref}	coesão de referência
e_0	índice de vazios inicial
m^2	metros quadrados
q_c	resistência de ponta do ensaio de cone
u_{max}	máximo deslocamento horizontal
γ_d	peso específico do solo seco
γ_s	peso específico dos sólidos
γ_{sat}	peso específico natural do solo saturado
γ_{unsat}	peso específico natural do solo não saturado
γ_w	peso específico da água
δ_y	deslocamento vertical
ϵ_1	deformação axial
ϵ_r	deformação máxima na ruptura
σ_h	tensão normal horizontal
$\sigma_{s,x}$	tensões horizontais no solo
σ_v	tensão normal vertical
ϕ'	ângulo de atrito efetivo
<	menor do que
>	maior do que
°	graus
Δe	variação de índice de vazios
<i>AASHTO</i>	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
<i>ABNT</i>	Associação Brasileira de Normas Técnicas

<i>B</i>	comprimento do reforço
<i>BS</i>	<i>British Standard</i>
<i>CEFECG – UnB</i>	campo experimental de fundações, ensaios de campo e geossintéticos da Universidade de Brasília
<i>CTT</i>	célula de tensão total
<i>DF</i>	Distrito Federal
<i>ESR</i>	estruturas de solo reforçado
<i>EUA</i>	Estados Unidos da América
<i>FHWA</i>	<i>Federal Highway Administration</i>
<i>H</i>	altura dos muros experimentais
<i>H:V</i>	horizontal: vertical
<i>IP</i>	índice de plasticidade
<i>K</i>	módulo tangente inicial da curva tensão-deformação no modelo hiperbólico (adimensional)
<i>MEF</i>	método dos elementos finitos
<i>Max.</i>	máximo
<i>Min.</i>	mínimo
<i>NA</i>	não se aplica
<i>NI</i>	não informado
<i>OCR</i>	razão de pré-adensamento
<i>PEAD</i>	polietileno de alta densidade
<i>PET</i>	poliéster
<i>PPG – UnB</i>	programa de pós-graduação em geotecnia da Universidade de Brasília
<i>PVA</i>	álcool de polivinila
<i>PVC</i>	polivinil clorido
<i>RCD</i>	resíduos de construção e demolição
<i>RCD – R</i>	resíduos de construção e demolição reciclados
<i>RSU</i>	resíduos sólidos urbano
<i>SG – 11</i>	prédio de Serviços Gerais número 11
<i>SP</i>	São Paulo
<i>UREB</i>	Usina de Reciclagem e Entulho de Brasília
<i>cm</i>	centímetros
<i>e</i>	índice de vazios
<i>kN</i>	quilonewton
<i>kN/m</i>	quilonewton por metro
<i>kN/m³</i>	quilonewton por metros cúbicos
<i>kPa</i>	quilopascal
<i>m</i>	metros
<i>mm</i>	milímetros
<i>q</i>	tensão desvio
<i>x</i>	distância do ponto de medição até a face
$\sigma'_{sx,c}$	tensão horizontal decorrente da compactação
$\sigma'_{z,i}$	tensão vertical efetiva inicial
$\sigma'_{zc,i}$	máxima tensão vertical efetiva induzida durante a construção
γ_d	peso específico do solo seco
γ_s	peso específico dos sólidos
γ_{sat}	peso específico natural do solo saturado
γ_{unsat}	peso específico natural do solo não saturado
γ_w	peso específico da água

δ_y	deslocamento vertical
ε_1	deformação axial
ε_r	deformação máxima na ruptura
σ_h	tensão normal horizontal
$\sigma_{s,x}$	tensões horizontais no solo
σ_v	tensão normal vertical
ϕ'	ângulo de atrito efetivo
Δe	variação de índice de vazios
γ	peso específico aparente natural
ν	coeficiente de Poisson
ψ	ângulo de dilatância
ϕ	ângulo de atrito

1 INTRODUÇÃO

1.1 MOTIVAÇÃO

Existem problemas causados por obras civis que, no que diz respeito ao meio ambiente, devem ser solucionados ou, pelo menos minimizados. Entre estes se enquadram a má destinação e disposição final dos resíduos da construção e demolição (RCD). A Lei n.º 12.305, de 02 de Agosto de 2010, institui a política nacional de resíduos sólidos, dispondo dos princípios, objetivos e instrumentos da gestão e gerenciamento destes, além das responsabilidades dos geradores e do Poder Público. O art. 47 desta lei estabelece que sejam proibidas as seguintes formas de destinação e disposição final de resíduos sólidos ou rejeitos:

I – lançamento em praias, no mar ou em quaisquer corpos hídricos;

II – lançamento *in natura* a céu aberto, excetuados os resíduos de mineração;

III – queima a céu aberto ou em recipientes, instalações e equipamentos não licenciados para essa finalidade;

IV – outras formas vedadas pelo poder público.

Os RCD, no Brasil, atingem proporções entre 51 e 70% da massa de resíduos sólidos urbanos. Estes, muitas vezes, são dispostos clandestinamente em terrenos baldios e em margem de rios, gerando problemas ambientais (contaminação do solo, proliferação de insetos etc.) e sociais (interferência na qualidade de vida das pessoas, o que sobrecarrega os serviços municipais de limpeza pública). A Fig. 1.1 mostra um exemplo de disposição inadequada dos resíduos de construção.



Figura 1.1. Disposição inadequada dos RCD (CREA - SP, 2005).

A sociedade, neste sentido, é prejudicada não só pelo aumento do custo final da construção, como também pelos custos de remoção e tratamento do resíduo. Na Europa, existem políticas públicas que induzem a adequada disposição dos RCD. Com isso, a média de reciclagem de resíduos neste continente vem crescendo com rapidez. A Holanda se destaca neste cenário, uma vez que no início deste século, 90% dos resíduos de construção civil foram reaproveitados. Em números, isso corresponde a 16,5 milhões de toneladas por ano.

Os resíduos de construção e demolição têm se tornado um dos alvos de pesquisas no meio técnico-científico, visando sua aplicação como agregados, blocos de concreto e em pavimentação rodoviária (Angulo 2000, Fonseca 2002 e Ricci & Balbo 2009). Na literatura, se dispõe de poucos resultados sobre o desempenho de estruturas de contenção reforçadas em situações em que resíduos de construção foram utilizados, visto que há preferência, ou normas executivas, que demandam a utilização de materiais granulares, apesar dos resíduos de construção e demolição reciclados (RCD – R) se mostrarem uma alternativa interessante como material de aterro.

Por meio de sua utilização como material de enchimento, o RCD-R deixaria de ser um problema, tornando-se uma alternativa de material para uso em estruturas de contenção. Assim, seu emprego contribuiria para a diminuição do consumo de produtos naturais, minimizando a exploração de jazidas e conseqüentemente diminuindo a degradação ambiental.

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho visa investigar o comportamento do material de aterro não convencional (RCD – R) em obras em solo reforçado com geossintéticos. Para isso serão desenvolvidas análises numéricas por elementos finitos a partir dos dados de Santos (2011) e Guimarães (2002), a fim de simular o comportamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos, construídas com RCD – R sobre o solo poroso colapsível de Brasília, DF.

1.2.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Comparar as previsões de comportamento com as medições em estruturas em solo reforçado experimentais já construídas, utilizando ferramenta computacional amplamente utilizada no meio geotécnico e disponível no Programa de Pós-Graduação em Geotecnia;
- Prever numericamente as deformações e as tensões em estruturas de solo reforçado com geossintéticos, utilizando RCD – R como material de enchimento;

- Avaliar as limitações da ferramenta numérica utilizada face à complexidade do problema investigado.
- Avaliar a acurácia de técnicas de modelagem da influência da infiltração de água e colapso do solo poroso de fundação sobre o comportamento das estruturas experimentais.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está dividida em seis capítulos onde o primeiro capítulo trata de uma abordagem geral do assunto relatando potenciais problemas relacionados à destinação e disposição final de resíduos sólidos urbanos, apresentando também os objetivos e a justificativa da pesquisa. O segundo capítulo mostra uma revisão da literatura encontrada sobre o assunto, referente a estudos sobre muros em solo reforçado realizados em outros centros de pesquisa. O terceiro capítulo apresenta a descrição e as características das duas estruturas experimentais que são ferramentas deste estudo. O quarto capítulo comenta a metodologia utilizada nesta dissertação. Nesse capítulo, são tratadas as simulações numéricas dos casos estudados. No quinto capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos por meio das simulações numéricas. Os resultados mostram as comparações entre as medições no campo e simulações numéricas das grandezas relevantes ao assunto. No sexto e último capítulo são apresentadas as conclusões obtidas com o estudo e as sugestões para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESTRUTURA DE SOLO REFORÇADO

Desde a antiguidade, o solo é um dos materiais mais utilizados em construções civis, no entanto nem sempre os solos disponíveis próximos das obras apresentam características que atendam às funções que o material irá desempenhar. Este é um dos motivos que fazem com que seja necessária a utilização de elementos de reforço, por meio da inclusão de materiais resistentes à esforços de tração.

Os elementos geossintéticos são materiais poliméricos, que podem ser empregados para desempenhar papel de reforço, além de outras funções em obras geotécnicas. Estes elementos ganharam maior evidência nas últimas décadas, uma vez que a indústria polimérica se desenvolve, de modo a contribuir para a larga aplicação dos geossintéticos em obras civis. A Tab. 2.1 cita os principais tipos de geossintéticos e suas respectivas funções (Bueno & Vilar, 2004).

Tabela 2.1. Tipos de geossintéticos e suas respectivas funções (Bueno & Vilar, 2004).

Geossintético	Função					
	Separação	Proteção	Drenagem	Erosão	Reforço	Impermeabilização
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	-

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

Algumas vantagens de cunho técnico ligadas ao uso de geossintéticos como reforço de estruturas de contenção são muitas, dentre as quais se podem citar:

- a execução é simples e rápida;
- as estruturas de contenção podem ter faces com inclinações acentuadas;
- não necessita de mão-de-obra especializada e nem de equipamentos caros;
- permite que o espaço em frente da estrutura seja reduzido, durante a construção;
- há muitas opções para o acabamento da face da estrutura.

Os custos de execução das estruturas de solo reforçado, quando comparados com as técnicas convencionais de estruturas de contenção, podem ser reduzidos em até 50%, por conta das vantagens técnicas supracitadas. Desta forma, as soluções em ESR vêm tendo alta competitividade com relação às demais técnicas e são cada vez mais empregadas em obras geotécnicas. A Fig. 2.1 apresenta a relação de custo de construção por área de face, considerando diferentes técnicas de execução no mercado norte-americano, tendo em conta muros com diferentes alturas.

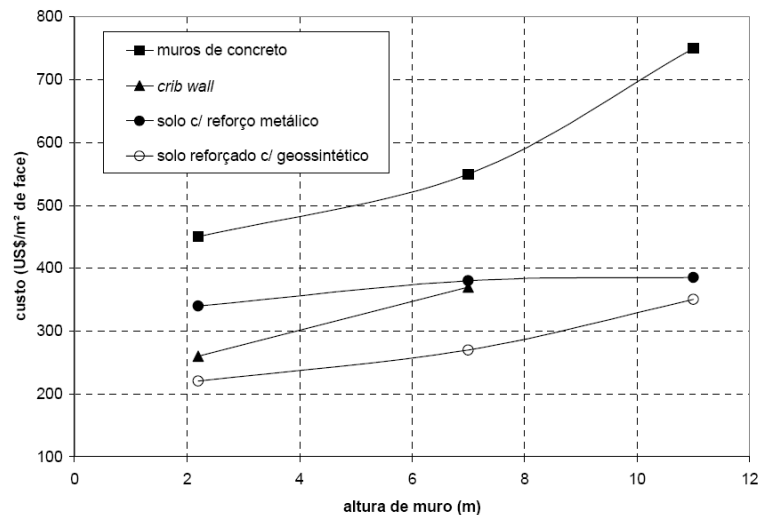


Figura 2.1. Custo de construção, por área de face, em função da altura do muro, para várias soluções de contenção (Elias *et al.*, 2001).

Apesar das várias vantagens comentadas acima, as estruturas de contenção executadas no Brasil ainda utilizam técnicas convencionais, uma vez que existem dúvidas com relação ao comportamento das estruturas de solo reforçado com geossintéticos, principalmente em termos de deslocamentos (Benjamim, 2006).

Diante do elevado custo com o transporte de agregados como areia e brita em obras civis, a utilização de materiais não convencionais como o RCD – R e solos provenientes da execução de escavações mostram-se como uma opção inovadora e atrativa para a engenharia geotécnica.

Pesquisas com relação à melhoria de solos com a finalidade de estabilizar taludes mostram-se com especial importância, uma vez que elevados gastos anuais são gerados por conta de obras de prevenção para deslizamentos de terra. Em períodos chuvosos, por exemplo, muitos acidentes ocorrem, gerando mais despesas relacionadas a esse assunto (Ehrlich, 1998).

Aliás, as estruturas de solo reforçado apresentam-se como alternativa de solução para inúmeras obras que requerem contenção, como: cortes e aterros de estradas e vias de acesso, construções de trevos, encontros de viadutos etc.

As ESR são compostas pelo solo de aterro, pelos elementos de reforço e pelos elementos de face. A estabilidade interna deste tipo de estrutura depende basicamente da interação solo-reforço, a partir da redistribuição das tensões e deformações no maciço. Os elementos de reforço, por sua vez, têm elevada resistência à tração e por conta disso são inseridos nos maciços, de modo a proporcionar a construção de taludes mais estáveis e com pequenas inclinações com a vertical. A face geralmente não possui função estrutural, mas sim estética, e é empregada com a finalidade de evitar instabilizações e processos erosivos na face do muro. Os geossintéticos vêm, cada vez mais, sendo utilizados como reforço em estruturas de contenção. A Fig. 2.2 esquematiza uma típica estrutura de contenção em solo reforçado com geossintético.

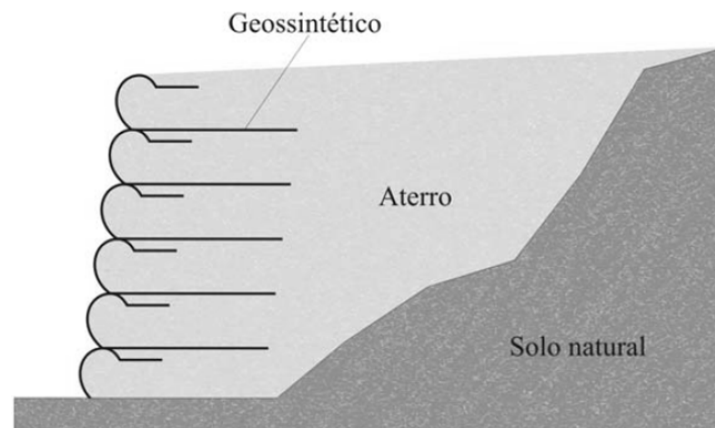


Figura 2.2. Estrutura de contenção em solo reforçado com geossintético (Santos, 2007).

A técnica de solo reforçado pode ser aplicável em paredes de contenção, encontros de pontes, barragens, aterros, fundações, rodovias, ferrovias etc. Vários exemplos destas aplicações são apresentados em Vidal (1969), Bartos (1979), Ingold (1982), Jones (1985), Shercliff (1990), Raymond & Giroud (1993), entre outras. Bartos (1979) cita a opinião do falecido Dr. K. Lee: “Uma das belezas atraentes de combinar elementos de reforço com material de solo é o número e a variedade de conceitos de possíveis projetos e aplicações que vêm à mente”, o que continua a ser fato (Fig. 2.3).

A maioria das estruturas de contenção existentes foi construída como alternativa para soluções geotécnicas clássicas, geralmente, na forma de pesadas estruturas de concreto. Tais soluções tradicionais, além de serem mais caras do que as alternativas em solo reforçado são também menos tolerantes a alguns comportamentos, como, por exemplo, movimentos diferenciais do solo de fundação.

A utilização de geossintéticos em obras de contenção tem sido crescente, uma vez que a técnica oferece uma alternativa atrativa, tanto em termos técnicos quanto econômicos. Uma

vez que na grande maioria dos casos sua construção não requer mão de obra especializada, sua utilização é particularmente interessante no Brasil. Os muros reforçados com geossintéticos têm também excelente desempenho sob carregamentos sísmicos, como evidenciam experiências em países como o Japão e os Estados Unidos (Bathurst & Hatami, 1998). Isso também torna estas estruturas em soluções interessantes para os países vizinhos ao Brasil.

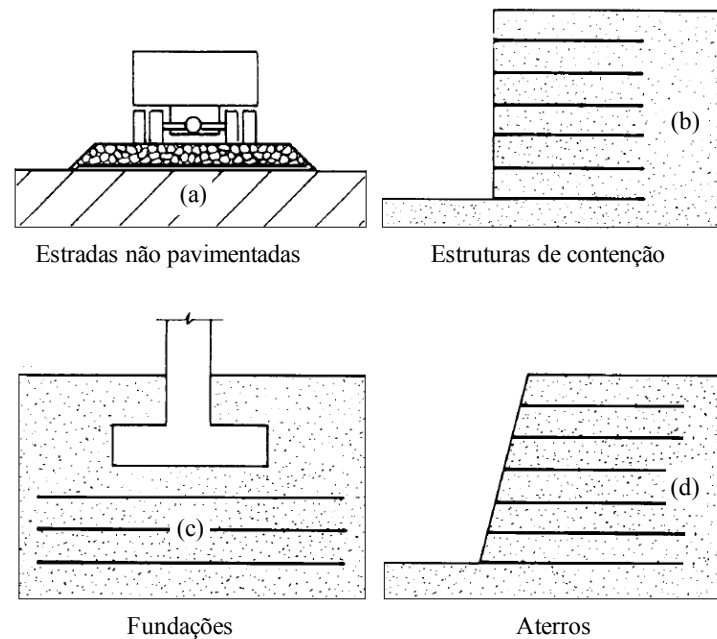


Figura 2.3. Exemplos típicos de aplicações de solo reforçado (modificado – Palmeira, 1987).

2.1.1 MECANISMO DE INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO

A interação solo-geogrelha apresenta mecanismo diferenciado, quando comparado com a interação solo-geotêxtil. Neste tipo de reforço, as tensões são transmitidas apenas por atrito, devido ao formato dos geotêxteis. Já nas geogrelhas, que são elementos vazados, há a penetração do solo nos vazios e, portanto, existem dois tipos de resistência: o cisalhamento nas interfaces e a resistência passiva contra os elementos transversais. Todavia, Juran & Chen (1988) citam três mecanismos de interação solo-reforço: atrito lateral nos elementos longitudinais, imbricamento do solo nos vazios da geogrelha e resistência passiva contra os elementos transversais, conforme ilustrado na Fig. 2.4.

Ainda é difícil prever a parcela destinada a cada tipo de mecanismo, porém sabe-se que quanto maior a área dos membros longitudinais, maior será a parcela de resistência nas interfaces. São dois os ensaios normalmente utilizados para estudar os mecanismos de interação solo-geogrelha: ensaios de cisalhamento da interface e de arrancamento. Segundo

Bergado *et al.* (1993), para as geogrelhas com tiras finas, cerca de 10% da resistência mobilizada corresponde à parcela de cisalhamento.

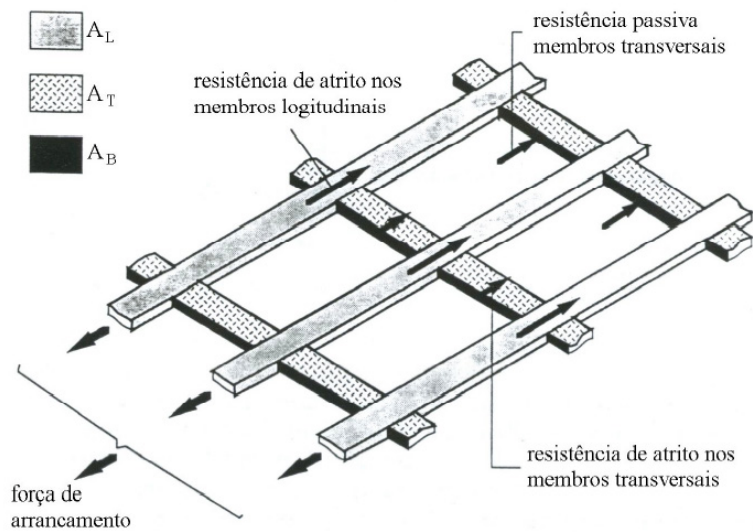


Figura 2.4. Mecanismos de interação solo-geogrelha (Wilson-Fahmy & Koerner, 1993).

Milligan & Palmeira (1987) sugerem três possíveis mecanismos para a ruptura interna do maciço reforçado, como mostra a Fig. 2.5.

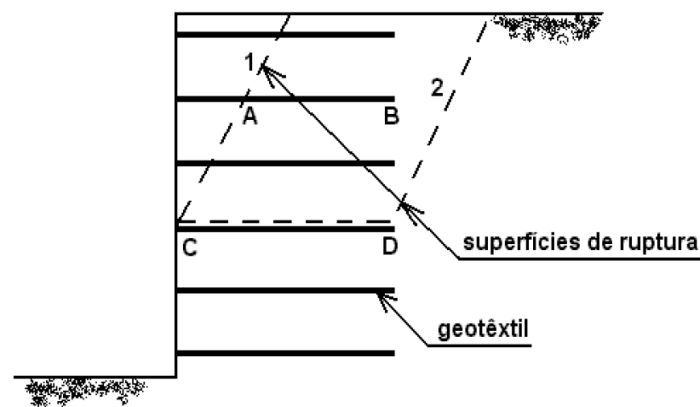


Figura 2.5. Mecanismos de ruptura em uma estrutura de solo reforçado (Milligan & Palmeira, 1987).

No primeiro mecanismo, a superfície de ruptura 1 atravessa e pode romper o reforço no ponto A. Caso a ruptura não aconteça no ponto A, pode haver arrancamento no trecho AB. Além disso, uma ruptura por cisalhamento tem possibilidade de ocorrer na interface solo-reforço, ao longo do trecho CD, ao longo da superfície 2.

A Fig. 2.6 esquematiza três ensaios que têm a capacidade de induzir esforços similares aos que acontecem no campo em amostras de reforço geossintético. Os ensaios de cisalhamento direto com reforço na horizontal, cisalhamento direto com reforço inclinado e o ensaio de

arrancamento podem determinar os parâmetros de resistência entre solo-geossintético. Merece destaque que cada um desses ensaios apresenta condições de contorno diferentes, fato este que pode resultar em distintos parâmetros de resistência.

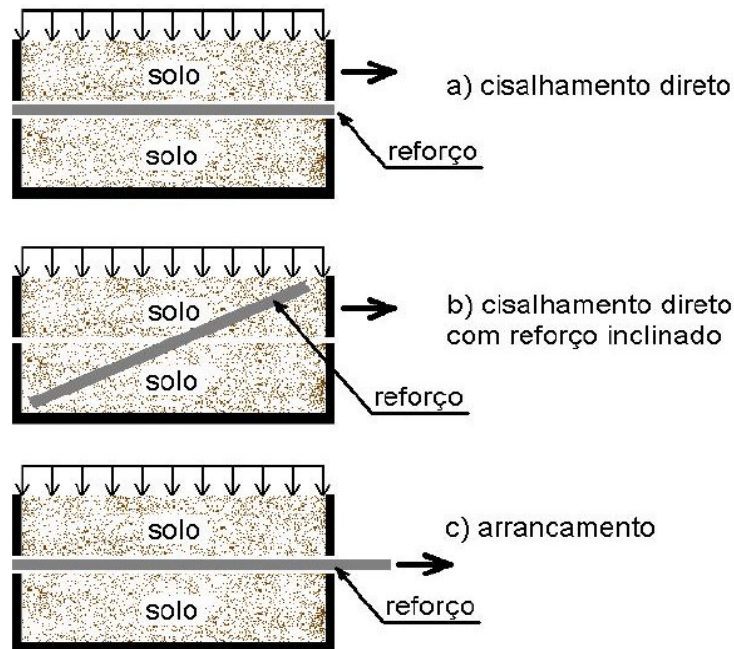


Figura 2.6. Alguns ensaios para determinação dos parâmetros de resistência da interface solo-geossintético (Becker, 2006).

Vários estudos têm mostrado que o ensaio em rampa (plano inclinado) é um dispositivo mais apropriado para a caracterização do atrito do geossintético sob tensões normais inferiores a 10 kPa, enquanto que a caixa de cisalhamento tem bom desempenho sob altas tensões normais (Girard *et al.*, 1990; Palmeira *et al.*, 2002; Palmeira, 2009), dentre outros. A Fig. 2.7 apresenta o equipamento de plano inclinado composto por duas caixas, em que a caixa superior geralmente é preenchida com solo, que funciona como carga, e pode mover-se sobre trilhos. Com tal aparelho é possível realizar ensaios em amostras de geossintéticos de grandes dimensões. Esses ensaios devem ser executados para diferentes tensões verticais, a fim de se traçar a envoltória de resistência.

A Fig. 2.8 ilustra o local onde a tensão de tração é máxima (T_{max}), isto é, sobre a superfície potencial de ruptura, visto que a direção do movimento das tensões mobilizadas é oposta nas zonas ativa e passiva (resistente).

Já o valor máximo da tensão desenvolvida no reforço geossintético é dependente de inúmeros fatores, tais como: a relação entre as rigidezes do reforço e do solo e os esforços resultantes do processo de compactação. Detalhes de como esses fatores podem ser avaliados em projetos ESR podem ser encontrados em Ehrlich & Mitchell (1994).

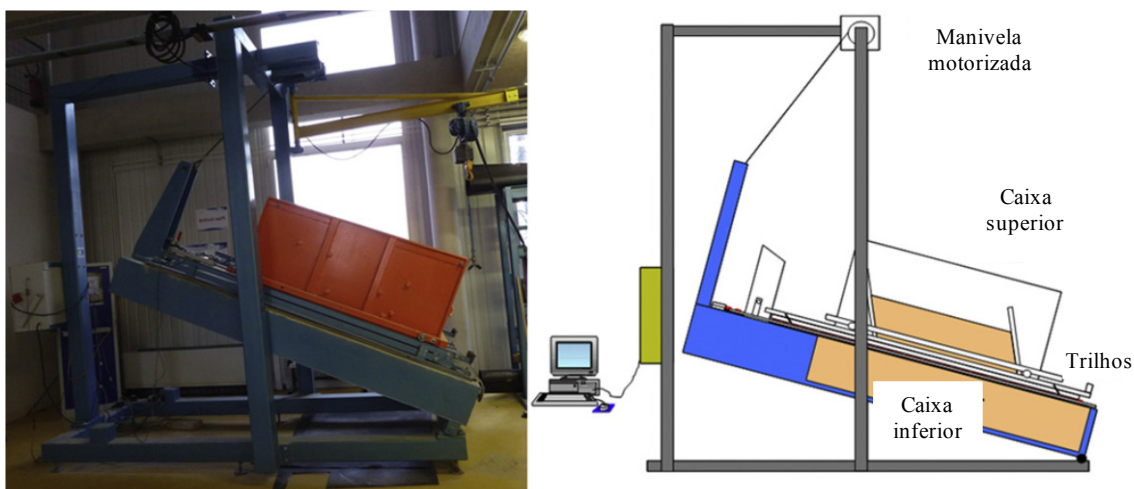


Figura 2.7. Equipamento de plano inclinado (rampa) (Briançon *et al.* 2011).

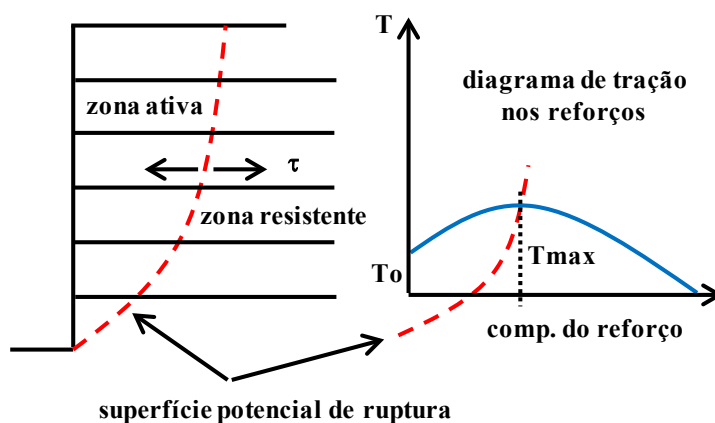


Figura 2.8. Indicação das zonas ativa e resistente, e distribuição da força de tração no reforço (Ehrlich; Azambuja, 2003).

2.1.2 RIGIDEZ RELATIVA DO REFORÇO

É comum considerar, para a condição de trabalho, que há perfeita aderência entre solo e os reforços, isto é, não se leva em conta o deslizamento entre os materiais (Jewel, 1980; Dyer & Milligan, 1984). Em função desta consideração, o solo e os reforços têm a mesma deformação na interface entre eles. Em outras palavras, isso significa que o mecanismo de transferência de força na interface solo-reforço e o tipo de geossintético utilizado não tem influência no comportamento das ESR.

Como comentado anteriormente, a tensão ou a deformação de equilíbrio entre solo-reforço depende da relação entre as rigidezes dos materiais, ou seja, o índice de rigidez relativa (S_i), definido segundo (Ehrlich & Mitchell, 1994).

$$S_i = \frac{J_r}{K \cdot P_a \cdot S_v} \quad (2.1)$$

onde J_r é o módulo de rigidez à tração do reforço; K é o módulo tangente inicial do solo (modelo hiperbólico – Duncan *et al.*, 1980); P_a é a pressão atmosférica e S_v é o espaçamento vertical entre reforços.

O módulo de rigidez à tração do reforço pode ser obtido a partir do ensaio de faixa larga (ABNT NBR 12824/ 93), por meio da determinação da resistência à tração por unidade de largura do geossintético (T_r) e da deformação máxima na ruptura (ϵ_r), para casos em que o comportamento carga-deformação dos reforços é linear, como mostra a expressão a seguir:

$$J_r = \frac{T_r}{\epsilon_r} \quad (2.2)$$

A Fig. 2.9 ilustra, de forma simplificada, um modelo para o mecanismo de mobilização de tensões no interior da massa de solo reforçado. As curvas, preta e cinza, representam o solo (a) cuja curva tensão-deformação não apresenta pico e o solo (b), que apresenta pico de resistência, respectivamente. Na ilustração a seguir, são mostradas também duas outras curvas tracejadas, que representam dois reforços com rigidezes diferentes $(S_i)_1$ e $(S_i)_2$.

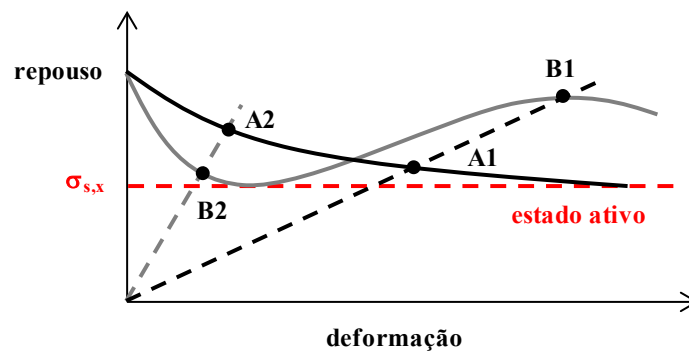


Figura 2.9. Mobilização de tensões em uma massa de solo reforçado (Ehrlich & Becker, 2009).

onde a curva tracejada e preta representa o reforço menos rígido e a curva tracejada e cinza representa o reforço mais rígido.

Considerando-se o solo sob deformação horizontal nula, o mesmo estaria no estado de repouso e os reforços não estariam tensionados. A partir do aumento da deformação horizontal, as tensões horizontais no solo ($\sigma_{s,x}$) diminuem e se aproximam da condição ativa. Assim, as tensões nos reforços aumentam até que seja alcançado o equilíbrio da massa de solo reforçado. Este equilíbrio pode ser atingido por meio de deformações relativamente pequenas, quando o reforço é mais rígido (pontos A_2 e B_2). Porém, se o reforço tiver baixa rigidez, as

deformações necessárias para satisfazer o equilíbrio são mais elevadas (ponto A_1), de modo que a ruptura do solo pode ocorrer quando seu comportamento se apresenta com queda de resistência pós-pico (ponto B_1).

O valor de S_i determina se o reforço irá absorver muita ou pouca tensão. Assim sendo, as estruturas de solo reforçado com geogrelhas de PVC geralmente apresentam forças de tração máximas mais elevadas que as ESR com geotêxtil não tecido. Entretanto, vale ressaltar que em solos predominantemente granulares podem ocorrer diversas situações, por exemplo, reforços menos rígidos poderão necessitar de maiores tensões para alcançar o equilíbrio (solos (b) , ponto B_1 , Fig. 2.9).

2.1.3 EFEITO DA COMPACTAÇÃO DO SOLO

A consideração do efeito da compactação do solo no comportamento de estruturas de solo reforçado é importante, uma vez que a intensidade da compactação e o tipo de solo utilizado no maciço podem interferir no desenvolvimento das tensões internas. Segundo Duncan & Seed (1986), o processo de compactação pode ser ilustrado por meio de ciclos de carga e descarga capazes de gerar tensões horizontais residuais no solo.

As tensões horizontais residuais podem ser maiores do que as tensões geradas devido ao peso próprio do material lançado, isto dependerá da energia de compactação. Devido a isto, as tensões nos reforços podem sofrer algum aumento, mas isso não significa que o processo de compactação é prejudicial para a estrutura, uma vez que os carregamentos aplicados após a construção da estrutura, normalmente são inferiores àqueles induzidos pela compactação.

Os equipamentos de compactação induzem no solo um complexo caminho de tensões, por causa dos vários ciclos de carga e descarga ocasionados pela sua passagem. O modelo proposto por Ehrlich & Mitchell (1994), sugere que o caminho de tensões seja simplificado e assume apenas um ciclo de carga e descarga para cada camada de solo, conforme ilustrado na Fig. 2.10.

O eixo das ordenadas apresenta as tensões verticais efetivas e o eixo das abscissas, as tensões horizontais efetivas. O ponto (1) corresponde ao estado de tensões decorrente do lançamento da primeira camada de solo; o ponto (2) representa o estado de tensões durante o processo de compactação. A passagem do equipamento de compactação induz acréscimos nas tensões verticais, elevando-as para $\sigma'_{zc,i}$ (máxima tensão vertical efetiva induzida durante a compactação, incluindo as forças de origem dinâmica). Simultaneamente, há aumento nas tensões horizontais, que atingem um valor máximo também. Uma vez retirado o equipamento,

ao final do processo de compactação, a tensão vertical regressa ao valor inicial, σ'_z , ponto (3). Entretanto, não acontece o mesmo com a tensão horizontal, porque esta passa a ter um valor superior ao inicial, visto que o solo não é um material elástico. Com isso, o solo “memoriza” a tensão horizontal ocasionada pela compactação ($\sigma'_{sx,c}$). Com o lançamento da camada seguinte haverá novo acréscimo na tensão vertical e uma pequena variação na tensão horizontal, conforme representa o ponto (4).

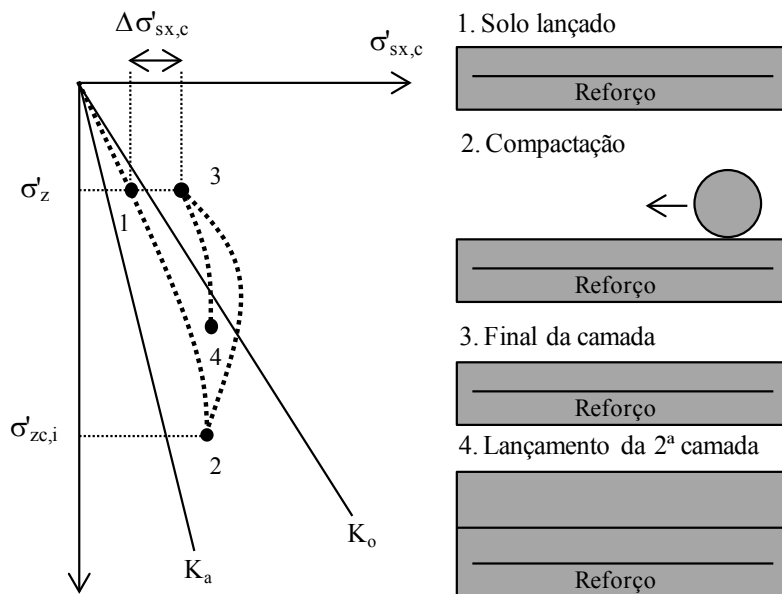


Figura 2.10. Trajetória de tensões efetivas em um ponto no interior da massa de solo durante a construção de um aterro compactado em camadas (Ehrlich & Becker, 2009).

Sem a consideração do processo de compactação não existiria descarregamento nem tensão residual. De modo geral, pode-se dizer que o processo de compactação do material de enchimento de ESR deve levar em consideração basicamente aspectos: o tipo de solo, o tipo de reforço e a resistência que se deseja na zona reforçada. Se possível, as etapas de espalhamento e compactação devem ser mecanizadas, além disso, se recomenda que a compactação da face seja realizada por meio de equipamentos leves, como placas compactadoras tipo sapo, na faixa de 1,5 m de largura adjacente ao faceamento (Ehrlich & Becker, 2009).

2.1.4 DESEMPENHO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO

O propósito das estruturas de contenção em solo reforçado é a mesma que as das estruturas convencionais. As ESR têm que suportar aterros de modo a evitar a ruptura do maciço devido ao peso próprio e às cargas externas. A diferença básica entre essas estruturas é que os muros convencionais são construídos com outros materiais, enquanto que os muros de solo reforçado

também utilizam o solo como material de construção. Cada uma dessas estruturas trabalha em condições diferentes, ou seja, os muros convencionais devem resistir ao empuxo do aterro contido, enquanto que no caso das estruturas de solo reforçado, além disso, deve-se considerar também o equilíbrio interno da massa reforçada.

Na década de 1980, nos EUA e no Reino Unido iniciavam-se os estudos que permitiram a identificação dos modos de ruptura das estruturas de solo reforçado (Ingold, 1982). Outros experimentos realizados em muitos países deram suporte e chegaram a conclusões básicas para o desenvolvimento da técnica.

Três tipos básicos de ruptura das estruturas de solo reforçado foram identificados. A primeira é caracterizada pelo deslizamento de uma cunha rígida, ao longo de uma superfície de ruptura plana ou curvilínea. Neste tipo de ruptura, o solo e o reforço são cisalhados, como mostra a Fig. 2.11-a. Tal mecanismo ocorre porque há aderência suficiente entre solo e reforço.

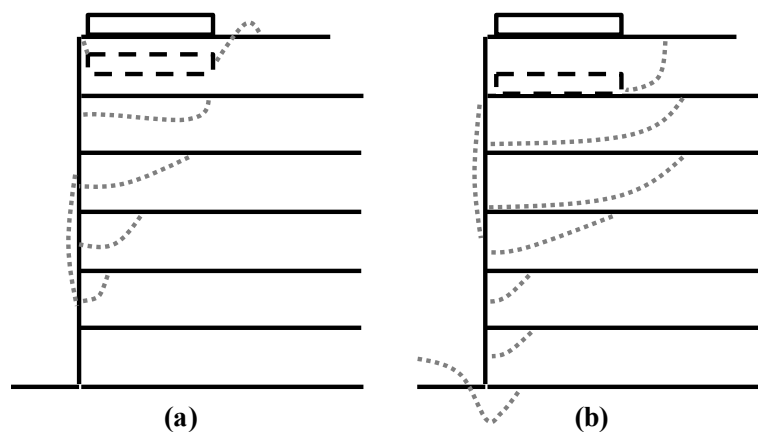


Figura 2.11. Modos de ruptura de estruturas de solo reforçado: (a) ruptura por tração do reforço, e (b) um caso muito reforçado (modificado – Sawicki, 2000).

O segundo tipo de ruptura, por falta de aderência, ocorre quando o comprimento de ancoragem do reforço não é suficiente para prevenir o deslizamento com respeito ao solo. Tipos mistos de ruptura podem ocorrer também, dependendo da geometria da estrutura, das cargas externas, dentre outras coisas. O terceiro tipo é mostrado na Fig. 2.11-b, correspondente a um caso muito reforçado, quando toda a estrutura é pressionada ao subsolo. Este tipo de ruptura é de pouco interesse, uma vez que as estruturas muito reforçadas estão mal projetadas.

Observações mais refinadas incluem medições das deformações do reforço, a partir da qual a distribuição de forças (tensões) no mesmo pode ser determinada. As principais incógnitas do

problema de mecânica de estruturas de solo reforçado estão esquematizadas na Fig. 2.12 (Sawicki 2000).

As tensões máximas são localizadas próximas à região da superfície potencial de ruptura e então decrescem em ambas as direções: em direção à extremidade do reforço no interior do maciço e para a face. Os valores de tensão próximos à face dependem de sua flexibilidade. No caso de face rígida, as cargas próximas da face e da superfície potencial de ruptura não diferem tanto. No entanto, no caso de face flexível, as tensões próximas à face são menores do que aquelas localizadas na superfície potencial de ruptura.

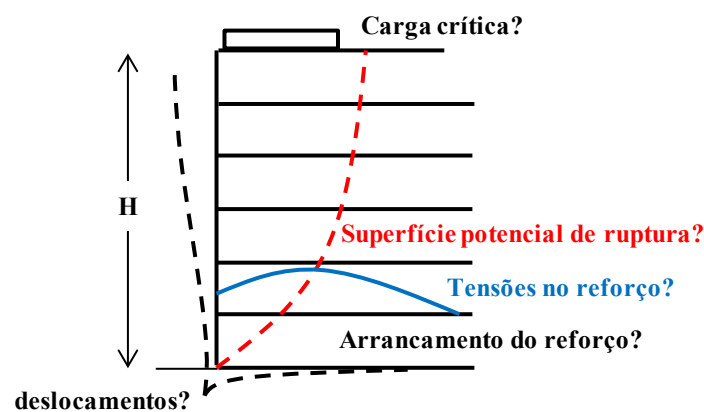


Figura 2.12. Problemas básicos em mecânica de estruturas de solo reforçado (modificado – Sawicki, 2000).

Algumas diferenças de comportamentos entre as estruturas de solo reforçado com elementos metálicos, com relação às estruturas reforçadas com geossintéticos se devem a extensibilidade dos diferentes materiais. Os geossintéticos são mais extensíveis que o reforço metálico. Os reforços metálicos rompem tipicamente de forma frágil. A ruptura de uma estrutura reforçada com geossintéticos não é tão rápida e é previamente acompanhada por grandes deformações. Outra diferença é o desempenho há longo prazo devido à fluência do geossintético. As deformações das estruturas reforçadas com geossintéticos, em alguns casos, tendem a aumentar muito com o tempo, enquanto que as estruturas reforçadas com reforço metálico não têm aumento tão expressivo.

2.1.5 COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS DE MÉTODOS DE PROJETO, MEDIÇÕES EM OBRAS E ANÁLISES NUMÉRICAS

As diferentes hipóteses adotadas nos métodos existentes para prever as forças máximas de tração refletem resultados discrepantes. Na

Segundo Peralta (2007), o método de Ehrlich & Mitchell (1994) forneceu resultados de forças de tração acima dos valores medidos no campo, isto é, o método mostra-se conservador em 93% dos casos estudados pelo autor. Na avaliação apenas de métodos que levam em conta o equilíbrio limite, a dispersão foi maior, possivelmente por não considerarem os efeitos da compactação e da coesão do solo utilizado como preenchimento. Em alguns casos as forças de tração medidas foram superestimadas e em outros elas foram subestimadas.

Tab. 2.2 são apresentadas comparações entre as previsões obtidas pelo método de Ehrlich & Mitchell (1994) e resultados medidos em três ESR construídas e monitoradas no Brasil. A tabela apresenta também as características das ESR e os valores da razão entre as forças de tração máximas previstas e medidas.

Tabela 2.2. Comparação entre as forças máximas de tração previstas e medidas (Ehrlich & Becker, 2009).

ESR	Características	T_{prev}/T_{med} Ehrlich & Mitchell(1994)
	Altura: 4,5 m	Mín. = 1,3
	Inclinação da face: 1(H): 5(V)	Máx. = 2,0
	Reforço: geogrelha	Média = 1,6
Becker (2006)	Espaçamento: variável de 0,4 a 0,6 m	
	Comprimento: 4,2 m	
	Equipamento de compactação: rolo compactador Dynapac CA25	
	Solo: silte argiloso residual	
	Altura: 4,0 m	Mín. = 0,3
	Inclinação da face: 1(H): 5(V)	Máx. = 2,1
	Reforço: geotêxtil não tecido	Média = 1,5
Benjamim (2006)	Espaçamento: 0,4 m	
	Comprimento: 3,0 m	
	Equipamento de compactação: placa vibratória Wacker, BPS1135W	
	Solo: areia média a grossa	
Riccio (2007)	Altura: 4,2 m	Mín. = 1,2
	Inclinação da face: vertical	Máx. = 2,6
	Reforço: geogrelha	Média = 2,1
	Espaçamento: variável de 0,4 a 0,6 m	
	Comprimento: 4,0 m	
	Equipamento de compactação: rolo compactador Dynapac CA25	
	Solo: argila arenosa residual	

Segundo Peralta (2007), o método de Ehrlich & Mitchell (1994) forneceu resultados de forças de tração acima dos valores medidos no campo, isto é, o método mostra-se conservador em 93% dos casos estudados pelo autor. Na avaliação apenas de métodos que levam em conta o equilíbrio limite, a dispersão foi maior, possivelmente por não considerarem os efeitos da compactação e da coesão do solo utilizado como preenchimento. Em alguns casos as forças de tração medidas foram superestimadas e em outros elas foram subestimadas.

Dantas (2004) analisou o comportamento de ESR com geossintéticos, com diferentes valores de coesão do solo e inclinação de 70° e 90°, em condição de trabalho, por meio de estudos analíticos e computacionais. As simulações numéricas foram realizadas em um programa de elementos finitos que possui a formulação hiperbólica de Duncan *et al.*, (1980) e a modelagem da compactação de Seed & Duncan (1986). Os resultados das forças de tração máximas nos reforços aproximaram-se aos resultados obtidos por meio do método de Ehrlich & Mitchell (1994), quando se utilizaram S_i igual a 0,1; altura de 10 m e ângulo de atrito do solo de 30°.

No entanto, deve-se destacar que a acurácia de um determinado método, seja de previsão ou de simulação numérica, é função dos parâmetros geotécnicos utilizados para o solo e das propriedades mecânicas assumidas para o reforço. Não raro, são adotados parâmetros irreais (ângulos de atrito e/ou coesões, por exemplo) para os solos de aterro, desconsidera-se a influência do solo de fundação sob o maciço reforçado e o comportamento visco-elástico do reforço ao longo do tempo. Tais imprecisões podem influenciar de forma favorável ou não a previsão por determinado método.

2.1.6 PREVISÃO DE DESLOCAMENTOS E DEFORMAÇÕES

Muitos pesquisadores têm investigado os deslocamentos horizontais que ocorrem nas faces das estruturas de solo reforçado durante a sua construção. Segundo Elias *et al.*, (2001) a curva apresentada na Fig. 2.13 permite estimar empiricamente o deslocamento horizontal máximo (u_{max}) decorrente da construção de ESR. A FHWA baseia-se em medições efetuadas em muros de até 6 m de altura e permite a estimativa de u_{max} para reforços extensíveis e inextensíveis, em função da altura do muro e do comprimento dos reforços. Destaca-se, portanto, que os deslocamentos máximos podem ser influenciados pela sobrecarga, pelo tipo de solo e pela energia de compactação.

Becker (2006) aplicou a recomendação supracitada durante a construção de um muro de solo reforçado com geogrelha de PVA, no Brasil. A estrutura foi executada com solo argilo-siltoso de origem residual, com 5 m de altura e inclinação da face de 5V:1H. A estimativa resultou

em boa concordância com os deslocamentos horizontais medidos no campo. Porém vale ressaltar que para essa previsão aspectos como: a inclinação da face, as características do solo de fundação, as propriedades do solo e o espaçamento dos reforços não são levados em conta. Aspectos como recalques na base da ESR, deformação dos reforços ocasionada pelas forças de tração, deslizamento da massa do solo reforçado devido ao empuxo de terra da região não reforçada, são capazes de provocar movimentos da massa de solos reforçados. Entretanto, a parcela mais responsável por esse acontecimento resulta da deformação dos reforços (Ehrlich, 1995). Este autor afirma ainda que o mesmo é válido para ESR convencionais construídas sobre solos de fundação competentes.

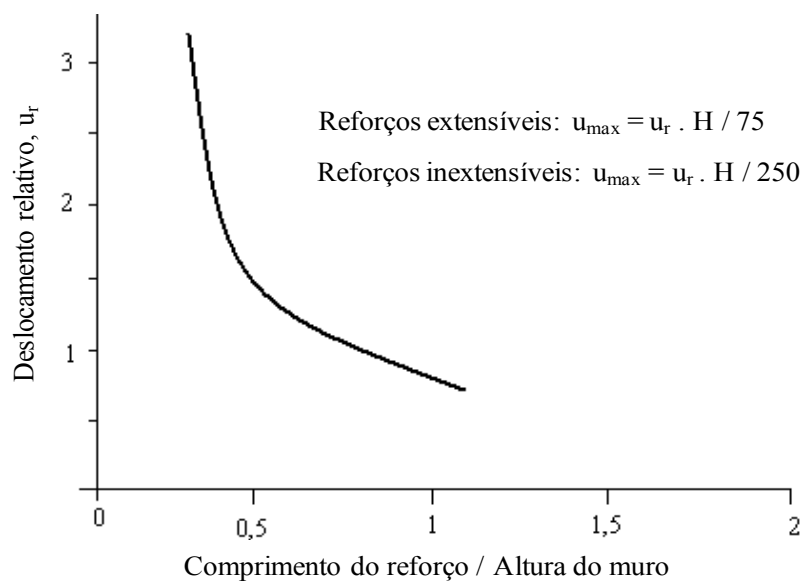


Figura 2.13. Curva empírica para estimativa do deslocamento horizontal máximo em muros de solo reforçado (Elias *et al.*, 2001).

Becker (2006) avaliou os deslocamentos horizontais de uma ESR com geogrelhas envelopadas com processo de construção diferente. Esse autor observou que a maior parcela das deformações do reforço foi ocasionada pela compactação da sua própria camada, conforme indicaram as medições no campo. Utilizando-se métodos numéricos, por meio de programas computacionais é possível prever tais deformações também.

2.2 GEOSINTÉTICOS

2.2.1 GEOSINTÉTICOS UTILIZADOS EM ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO

Os elementos de reforço foram incorporados às obras civis desde a antiguidade. Uma obra em solo reforçado muito antiga é o Ziggurat, construído pelo rei de Ur, em 2100 a.C., na

Mesopotâmia. Fibras de vegetais, como coco e bambu eram empregadas nessa época para exercer a função de reforço e filtração (Woolley, 1939).

A engenharia geotécnica, no entanto, fez pouco uso dessas técnicas devido às questões relacionadas aos materiais que eram utilizados, ou seja, a pouca durabilidade, ausência de parâmetros capazes de caracterizar seu comportamento, assim como dificuldade de avaliar os mesmos de modo a realizar um adequado controle de qualidade.

Os polímeros sintéticos foram então a solução para remediar as dificuldades relativas à durabilidade desses materiais e, melhor ainda, proporcionaram outras vantagens, como por exemplo, a inserção de elementos drenantes nos maciços reforçados como função secundária, capaz de aproveitar adequadamente os benefícios deste produto. Em seguida, os polímeros passaram por transformações, a fim de suprir a demanda decorrente da evolução dos métodos de dimensionamento e a normatização dos métodos de ensaio. Os ensaios vieram com a finalidade de descrever suas propriedades, de modo que esses materiais desempenhem apropriadamente suas funções.

Assim sendo, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), na NBR 12.553, define geossintéticos como “produtos poliméricos (sintéticos ou naturais), industrializados, desenvolvidos para utilização em obras geotécnicas, desempenhando uma ou mais funções, dentre as quais se destacam: reforço, filtração, drenagem, proteção, separação, impermeabilização e controle de erosão superficial”. Além disso, os geossintéticos podem passar por intervenções durante sua fabricação, para que passem a possuir propriedade específica desejada (Koerner, 1994).

Os geossintéticos começaram a ser empregados no Brasil desde a década de 70. As primeiras obras em solo reforçado iniciaram-se na década seguinte, como por exemplo, as apresentadas por Carvalho *et al.*, 1986. Desde então, realizaram-se diversas obras de contenção com a utilização de geossintéticos com função de reforço e assim esses materiais passaram a representar alternativas geralmente mais baratas, considerando os custos totais, e de fácil execução, quando comparadas com outras soluções tradicionais. Por isso, em quatro décadas passaram do *status* de nova tecnologia ao de tecnologia de ponta com larga aceitação e demanda crescente, como pode ser visto em casos-históricos relatados nos congressos mais recentes. Elementos como as geotiras (tiras plásticas) e geocélulas podem também ser utilizadas como elementos de reforço, embora com aplicabilidade menor na prática até a presente data.

2.2.2 GEOTÊXTEIS

Os materiais fabricados a partir de polímeros com características têxteis, flexíveis e porosas, capazes de permitir drenagem através do seu plano (permissividade), assim como ao longo do mesmo (transmissividade) são chamados de geotêxteis não tecidos.

A Fig. 2.14 apresenta dois tipos diferentes de geotêxteis, os tecidos e os não tecidos, que são classificados de acordo com o arranjo de suas fibras. Os geotêxteis tecidos formam estruturas planas, por meio da ligação ordenada dos filamentos em duas dimensões. Já os geotêxteis não tecidos são lançados de forma aleatória apresentando também estruturas planas. Mais detalhes sobre o processo de fabricação desses materiais podem ser encontrados em Koerner (1994).

Características como flexibilidade, facilidade de utilização e resistência a danos mecânicos e o baixo custo de construção, quando comparado com técnicas convencionais fazem dos geotêxteis um material propício para ser empregado como elemento de reforço em obras civis. Por outro lado, estes materiais em alguns aspectos têm desvantagens capazes de tornar inviável sua aplicação, por exemplo, quando a resistência à tração desses materiais é baixa, se comparada com a resistência de outros elementos que podem ser utilizados para a mesma função.

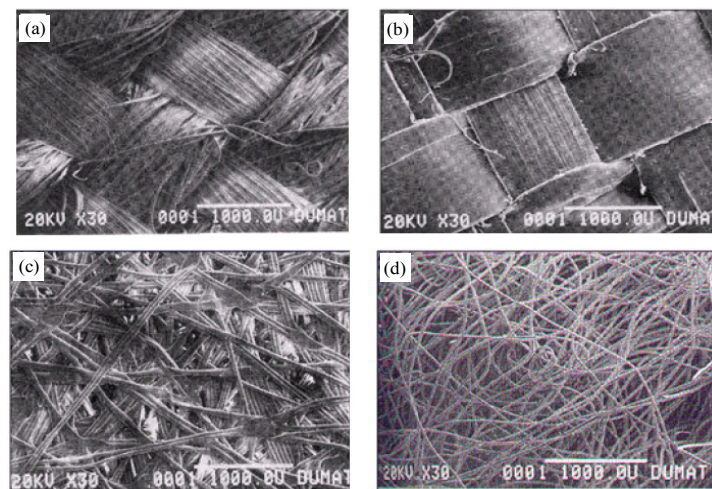


Figura 2.14. Microfotografias de geotêxteis com diferentes estruturas: (a) e (b) tecidos; (c) e (d) não tecidos (Koerner, 1994).

2.2.3 GEOGRELHAS

As geogrelhas apresentam estrutura plana em diversas formas de grelha, como mostra a Fig. 2.15, capazes de promover o imbricamento do solo. Estes materiais são utilizados quase que exclusivamente para funcionar como elemento de reforço, visto que são mais rígidos do que

os geotêxteis não tecido, apesar de poder ser empregado como elemento de separação em casos específicos (Abramento, 1998).

A utilização de geogrelha como material de reforço é vantajosa porque estes materiais apresentam bom intertravamento do solo, baixas deformações no momento de sua instalação e elevadas resistência e rigidez à tração. Em geral, para muros com até 6 m de altura, as geogrelhas tendem a apresentar soluções com custo maior que os geotêxteis em situações em que a deformabilidade do maciço e a qualidade da face não tenham grande relevância.

Para a confecção das geogrelhas, os principais polímeros usados são: o polietileno de alta densidade (PEAD), o poliéster (PET) e o álcool de polivinila (PVA). Atualmente, as geogrelhas têm sido produzidas a partir de fibras de vidro, a fim de aumentar o módulo de rigidez e proporcionar deformações por fluência muito baixas.



Figura 2.15. Exemplares típicos de geogrelhas.

2.3 MATERIAIS DE ATERRO NÃO CONVENCIONAIS

Os resíduos gerados, tradicionalmente, são descartados em aterros irregulares e ainda hoje, é difícil solucionar problemas com respeito à geração dos resíduos e seus impactos ambientais. Segundo a ABRELPE (Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais), o volume de RSU gerado pela população em 2010 é 6,8% superior ao registrado no ano anterior. Em um ano foram produzidos quase 61 milhões de toneladas de lixo. O estudo ressalta ainda que o crescimento populacional não justifica o crescimento da geração de resíduos, uma vez que este aumento é cerca de seis vezes maior do que a população em 2010.. Apesar de importante para a sociedade, a indústria da construção civil executa várias atividades com consequências negativas ao meio ambiente, visto que geram muito resíduos e

colaboram com o esgotamento dos recursos naturais, consomem energia elétrica, polui o ar, o solo, a água. Deste modo, tal indústria está entre as principais fontes de degradação ambiental e inadequada disposição de resíduos (Neto, 2005). No Brasil, os serviços de infra-estrutura, tais como terraplenagem, construções e demolições, propiciam excessivo desperdício de materiais e originam problemas com respeito aos RCD. Assim sendo, autoridades, universidades e a sociedade buscam alternativas na tentativa de diminuir a degradação da natureza a partir da reciclagem e reutilização dos mesmos.

A contínua urbanização tem contribuído para o desenvolvimento da indústria da construção civil em todo o mundo. Estudos revelam que a geração de RCD em cidades brasileiras de pequeno e médio porte varia de 41 a 71% da massa dos resíduos sólidos urbanos. No município de Fortaleza, 30% de todo o resíduo sólido gerado é oriundo do canteiro de obras das maiores construtoras que atuam na capital, segundo dados da Prefeitura Municipal (Lopes, 2007). No DF, cerca de 70% dos resíduos encaminhados ao Aterro do Jóquei Clube são resíduos de construção e demolição.

As normas internacionais recomendam a utilização de solos granulares em ESR e, normalmente, restringem a utilização de solos finos de países temperados, devido ao desempenho insatisfatório proporcionado por esse material em obras dessa natureza. Por outro lado, países com clima tropical vêm usando solos com finos em muros reforçados, uma vez que os solos lateríticos apresentam elevada coesão sem tendência de plastificação, o que pode apresentar vantagens. Azambuja & Strauss (1999) relatam mais de dez casos de ESR construídas no estado do Rio Grande do Sul, com alturas de até 9,5 m. Na maioria dos casos relatados, os solos são descritos como argilosos ou residuais.

A fim de verificar a potencialidade de material fino em ESR, Benjamim (2006), construiu, instrumentou, monitorou e analisou oito estruturas de solo reforçado construídas com material não convencional, de acordo com as normas internacionais. Os resultados obtidos nessa pesquisa mostraram bom desempenho das estruturas estudadas.

Outros trabalhos que propõem o uso dos RCD – R, são: Affonso (2005), Barros (2005), Araújo Jr. (2010), os quais propõem aplicações de resíduos como camada drenante de aterros, sistema de cobertura de aterros e estacas de compactação, respectivamente.

No Distrito Federal, estima-se que aproximadamente 70% dos RSU gerados são constituídos por RCD. Os RCD, devido às implosões de estruturas são capazes de originar elevado volume de rejeito em poucos dias, porém vale ressaltar que as implosões não acontecem com frequência. É importante destacar que este dado é expressivo quando comparado com outras

idades brasileiras, como Salvador e Recife (Rocha, 2006). Por isso diversas universidades e centros de pesquisa têm realizado trabalhos buscando a reciclagem e a reutilização de RCD. De acordo com Angulo & John (2002) e Pinto (1999), os RCD – R apresentam-se como uma alternativa tecnologicamente consolidada para aplicação na área de pavimentação, todavia apenas este setor não seria capaz de consumir integralmente o RCD – R produzido no Brasil. Mesmo com o grande volume de finos gerados nos processos de beneficiamento dos RCD, maior destaque é dado para a investigação da fração grossa para seu uso como agregado em concreto, por exemplo. Dessa forma, o potencial da fração fina como material de aterro em estruturas de solo reforçado é ignorado, apesar de existirem exigências pouco rígidas com relação ao material a ser utilizado nesse caso (Santos, 2007). Assim o benefício econômico dessas estruturas é normalmente limitado pelas especificações de projeto quanto ao tipo de solo, visto que as especificações estrangeiras recomendam o uso de solos arenosos. Pelo fato de no Brasil não existir especificações próprias, com o emprego de recomendações de outros países, BS (1995) e AASHTO (2002), muitas obras podem se tornar inviáveis, quando não há material específico próximo ao local da obra (Santos, 2011).

2.4 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO

A técnica numérica mais comumente utilizada em simulações de obras geotécnicas é o Método dos Elementos Finitos (MEF). O MEF é amplamente aplicado para análises de ESR, para modelos de material discreto e contínuo. Deve-se lembrar de que o MEF, como outros métodos numéricos, é apenas uma ferramenta que ajuda a resolver problemas de valor inicial de fronteira. Porém o papel do MEF parece não ser bem compreendido por muitos engenheiros geotécnicos (ver, por exemplo, alguns comentários na página 101 da British Standards 1995). O MEF não é um remédio universal para problemas que não possam ser resolvidos. Note que as equações constitutivas que descrevem o comportamento mecânico de ESR devem ser formuladas antes da aplicação do MEF para resolver sistemas de equações que governam tal comportamento.

Devido ao fato de sistemas gerais de equações que regem determinado problema serem de difícil resolução, os modelos de ESR que têm base em algumas características de seu desempenho são amplamente utilizados em engenharia geotécnica. Tais modelos são fáceis de serem aplicados e muitas vezes proporcionam resultados realistas e com pouco tempo de processamento, mesmo sem as sofisticções de modelos mais elaborados.

Os métodos numéricos têm sido amplamente utilizados na simulação do comportamento de obras em solo reforçado. Bathurst & Hatami (1998) mostram, por meio de simulações numéricas, que a magnitude dos deslocamentos, bem como a distribuição de cargas no reforço é dependente do comprimento, rigidez e número de camadas de reforço.

Skinner & Rowe (2005) analisaram numericamente uma estrutura hipotética de 6 m de altura de solo reforçado com geossintéticos para apoiar um pilar de ponte e uma estrada de acesso, construída sobre um depósito de 10 m de espessura de solo argiloso. Os resultados das análises foram comparados com metodologias atuais e foi feito um estudo de análise de estabilidade interna e externa da estrutura, além de focar métodos para melhorar a estabilidade externa. Algumas conclusões dos autores foram que os carregamentos resultaram em um aumento significativo dos deslocamentos, total e diferencial, devido ao processo de consolidação do solo de fundação. Além disso, apesar da estabilidade externa não satisfazer os fatores mínimos de segurança, as ESR com geossintéticos são capazes de suportar deformações excessivas, devido às movimentações do solo de fundação e também podem reduzir os recalques diferenciais.

Karpurapu & Bathurst (1995) usaram o MEF para simular o comportamento de duas ESR com geossintéticos em grande escala construídas com material arenoso denso e monitoradas cuidadosamente. A forma modificada do modelo hiperbólico usado pelos autores teve finalidade de levar em conta o aumento da resistência ao cisalhamento do solo devido à dilatância. Os resultados apresentados pelos autores mostram que isso é possível para simular de forma acurada todas as características significantes do desempenho de ESR com geossintéticos para condições de colapso e carga de trabalho. Além disso, as propriedades de resistência e rigidez dos materiais componentes podem ser determinadas por meio de resultados de ensaios de laboratório independentes das rotinas e, então, implementados com sucesso em modelagem de elementos finitos.

Ling *et al.* (2000) simularam por meio do MEF uma ESR com geossintéticos, com face de bloco de concreto, construída em grande escala no Japão. Um modelo não-linear hiperbólico para geossintético foi incorporado em um programa computacional que é capaz de simular o comportamento de interação solo-estrutura. Comparações entre resultados de previsões numéricas e medições experimentais indicaram que o MEF é capaz de simular o comportamento de construção desses tipos de estrutura de solo reforçado. Outros estudos interessantes sobre esses tipos de estruturas podem ser encontrados em Rowe & Ho (1996) e Gotteland *et al.* (1997).

2.5 SOLOS COLAPSÍVEIS

Os solos colapsíveis têm textura aberta como característica. Podem resistir a esforços razoavelmente grandes quando se encontram parcialmente saturados, mas apresentam diminuição em seu volume devido ao colapso da estrutura ao ser saturado, mesmo sob pressões relativamente baixas. Os solos residuais tropicais parcialmente saturados, freqüentemente, são deste tipo. Os recalques por colapso usualmente resultam da perda ou redução da cimentação entre partículas de solo devido à presença de água e geralmente ocorrem em solos residuais intensamente lixiviados formados a partir de rochas ricas em quartzo. Outros mecanismos de colapso incluem a perda da influência estabilizante da tensão superficial nos meniscos de água nos contatos entre partículas em solos parcialmente saturados (Fredlund & Rahardjo, 1985).

As características de colapso podem ser investigadas no laboratório mediante um ensaio especial de adensamento no oedômetro. A amostra para o ensaio é primeiramente carregada com seu conteúdo natural de umidade, sem adicionar água na célula até uma pressão tipicamente igual àquela estimada para as condições in situ. Quando se alcança o equilíbrio, se adiciona água ao solo. Se ele é colapsível, ocorre imediatamente o recalque para a mesma carga. A Fig. 2.16 mostra uma curva típica “e – log p” de um solo colapsível.

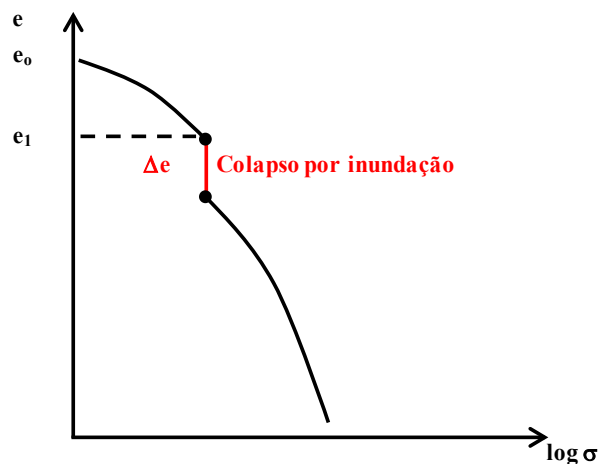


Figura 2.16. Reprodução do colapso em ensaio oedométrico.

O potencial de colapso de um solo é dado pela expressão: $\frac{100 \cdot \Delta e}{(1 + e_1)}$ (em %), onde Δe é a variação de índice de vazios devido ao umedecimento e e_1 é o índice de vazios da amostra no início da inundação. A Tab. 2.3 apresenta os critérios para o potencial de colapso para solos e indica a possibilidade do colapso se constituir um problema (Jennings & Knight, 1957a).

As características de expansão e colapso dependem da relação de vazios e do esforço aplicado. Alguns solos podem exibir colapso ou recalque sob diferentes condições.

Para o estudo das características de colapso é essencial o uso de amostras de alta qualidade, inalteradas, retiradas de um bloco e moldadas a mão. Se os ensaios oedométricos indicam que um solo colapsa quando saturado, é aconselhável a execução de ensaios adicionais sob esforços isotrópicos no aparelho triaxial, para confirmar se o colapso é uma propriedade intrínseca do solo.

Alguns exemplos de solos residuais que apresentam características de colapso foram reportados por Brindley & Kantey (1961); Foss (1973); Singh & Al-Layla (1980) e Vargas (1973, 1974).

Tabela 2.3. Critérios para o potencial de colapso para solos.

Potencial de colapso (%)	Severidade provável do problema
< 1	Sem problema
1 – 5	Problema moderado
5 – 10	Problemático
10 – 20	Problema severo
> 20	Problema muito severo

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 ESTRUTURAS EXPERIMENTAIS INVESTIGADAS

3.1.1 DESCRIÇÃO GERAL

Santos (2011) verificou a aplicação de RCD – R como material de aterro em duas estruturas de solo reforçado com geossintéticos. Este autor monitorou o comportamento de dois muros reforçados construídos com RCD – R, tendo sido um reforçado com camadas de geogrelha (Muro 1) e outro com geotêxtil não tecido (Muro 2). Tais estruturas foram instrumentadas com marcos superficiais; células de tensões totais em diferentes pontos do aterro; *strain gauges*, para medição das deformações nas geogrelhas; *tell tales*, para medição de deformações no geotêxtil; e tubos de inclinômetro junto aos pés dos muros, para medições de deslocamentos horizontais do solo de fundação. A Fig. 3.1 apresenta as posições dos instrumentos utilizados nestes muros. A Fig. 3.2 apresenta uma vista geral dos muros.

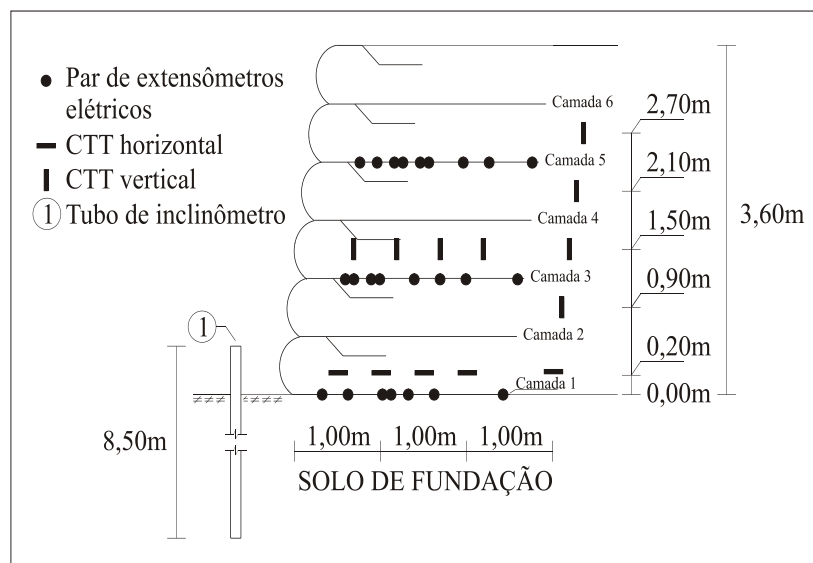


Figura 3.1. Instrumentação utilizada nos muros reforçados monitorados por Santos (2011).

As estruturas experimentais de solo reforçado foram construídas no Campo Experimental de Fundações, Ensaio de Campo e Geossintéticos (CEFECG) da Universidade de Brasília (UnB). Esta localização apresenta como vantagem o fato de ser uma área cuja investigação do subsolo é vasta, uma vez que muitos estudos já foram desenvolvidos no local pelo Programa de Pós-Graduação da UnB (PPG – UnB) ao longo de sua existência. A Fig. 3.3 mostra uma imagem aérea do CEFECG da UnB.

Segundo Mota (2003), o clima do DF pode ser classificado em dois tipos: tropical de savana e temperado chuvoso de inverno seco. Esses climas caracterizam-se em duas estações, de forma bem definida:

- estação fria e seca: normalmente entre os meses de Maio e Setembro, há baixa nebulosidade, alta taxa de evaporação e baixa taxa de precipitação;
- estação quente e chuvosa: normalmente entre os meses de Outubro e Abril, as características mostram-se inversas à estação citada anteriormente.



Figura 3.2. Vista geral das estruturas em solo reforçado instrumentadas (Santos & Palmeira, 2010).

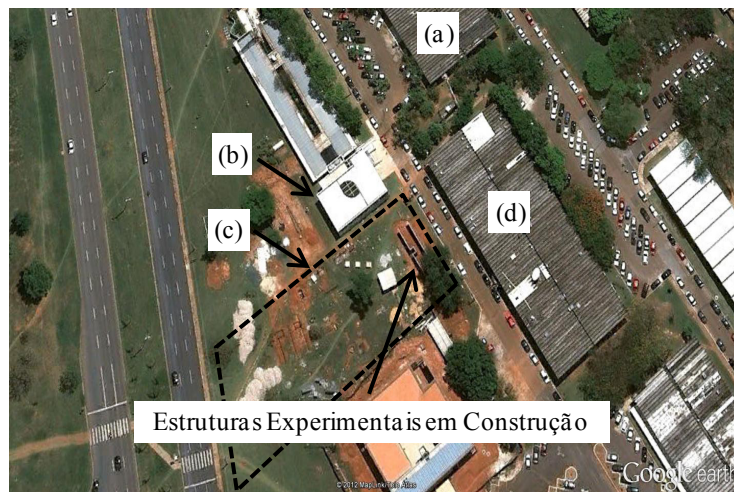


Figura 3.3. Imagem aérea via satélite da **CEFECG** da **UnB**. (a) Prédio do **PPG – UnB**; (b) Instituto de Sismologia; (c) **CEFECG** e (d) Prédio **SG – 11**.

De acordo com dados de estação pluviométrica, localizada na sede de Agência Nacional de Águas, entre Agosto de 2009 e Março de 2011, período de realização das 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. A Fig. 3.4 apresenta a distribuição da

precipitação mensal observada no período supracitado. Tomando-se como referência a data do término de construção dos muros, a Fig. 3.4 apresenta ainda a “idade” dos muros, em dias, acumulados em cada mês (Santos, 2011).

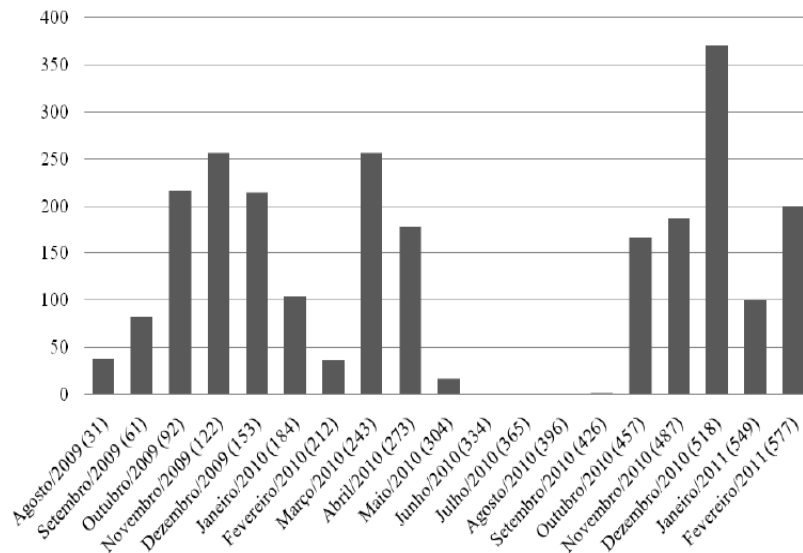


Figura 3.4. Precipitação em Brasília-DF durante o período de monitoramento dos muros (Santos, 2011).

Santos (2011) destaca que o terreno onde foram construídas as ESR encontrava-se em uma região intacta do CEFECG, isto é, sem presença de estacas e de cicatrizes de poços de coletas de amostras. Porém, foram observados vários canais de formigueiros, fato que pode contribuir para a ocorrência de eventuais recalques diferenciais das estruturas experimentais.

A construção dos muros experimentais levou 29 dias. A execução consistiu no lançamento, espalhamento e compactação leve do material de preenchimento, sem prévio umedecimento. Santos (2011) ressalta que se evitou lançar o material de aterro diretamente sobre os reforços, a fim de evitar danos adicionais aos geossintéticos por conta da elevada altura de lançamento. O autor destaca ainda que a compactação manual leve realizada por meio de um rolo de 1,45 kN foi empregada para fins de regularização da superfície da camada. Convém destacar que próximo à face, um soquete foi empregado para a realização da compactação manual, para reduzir os efeitos da compactação nos deslocamentos da face. As principais características das estruturas estão sumariadas na Tab. 3.1.

No campo, buscou-se reduzir o atrito entre o RCD – R e as paredes laterais da contenção do experimento, por meio do revestimento destas com três camadas de lona de polipropileno intercaladas com lubrificante e, assim, garantir a condição de estado plano de deformações para o material de preenchimento das estruturas. De acordo com Bathurst *et al.* (2009), esse

sistema para redução do atrito juntamente com o isolamento de 1 m da seção central do reforço, são razoáveis para garantir a condição de estado plano de deformação.

Tabela 3.1. Principais características dos muros experimentais (modificado – Santos, 2011).

Característica	Muro 1	Muro 2
Material de aterro	RCD – R	RCD – R
Elemento de reforço	Geogrelha	Geotêxtil não tecido
Material de fabricação do elemento de reforço	Poliéster	Polipropileno
Altura (m)	3,60	3,60
Inclinação da face com a vertical (°)	13	13
Espaçamento vertical entre os elementos de reforço (m)	0,60	0,60
Comprimento entre os elementos de reforço (m)	2,52	2,52

3.1.2 INSTRUMENTAÇÃO UTILIZADA

3.1.2.1. MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NA FUNDAÇÃO

As medições de deslocamentos horizontais do solo de fundação foram feitas a partir de leituras em tubos inclinômetros instalados a 0,60 m de distância do pé de cada uma das estruturas experimentais. Os tubos inclinômetros – confeccionados em alumínio – foram instalados até 8,5 m de profundidade. A Fig. 3.5 mostra um dos tubos inclinômetros sendo instalado. Merece destaque, que o espaço vazio entre o furo a trado e a superfície externa do tubo inclinômetro, foi preenchida com pasta de bentonita e cimento na proporção de (10:1).



Figura 3.5. Instalação do tubo inclinômetro (Santos, 2011).

3.1.2.2. MEDIÇÕES DE TENSÕES TOTAIS

Para monitoramento das tensões internas (verticais e horizontais) desenvolvidas nas estruturas experimentais (Muros 1 e 2) foram instaladas células de tensões totais (CTT) no aterro de cada um dos muros, como ilustrado nas Fig. 3.6 e 3.7. Durante a construção das estruturas experimentais, as CTT foram envolvidas por RCD – R passante na peneira de abertura igual a 2 mm, como ilustra a Fig. 3.8, para protegê-las contra danos devido à presença de grãos de grandes dimensões e evitar também erros causados pela excentricidade e por cargas não uniformes ou pontuais.

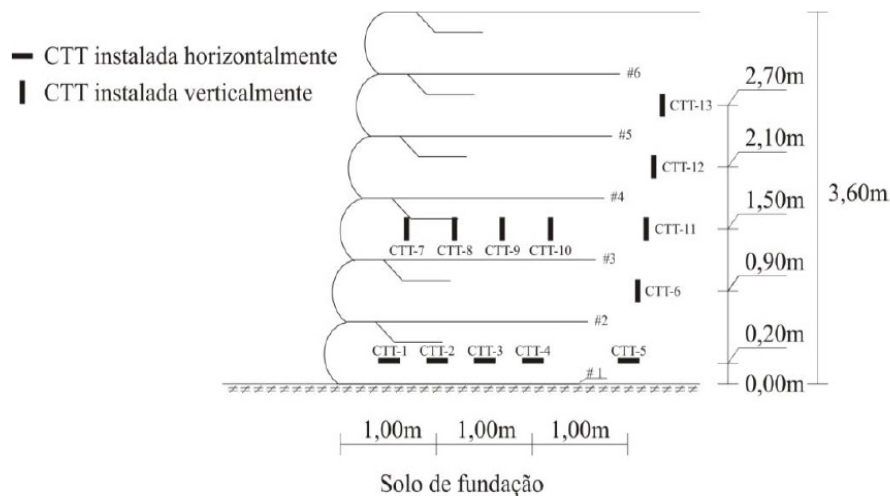


Figura 3.6. Distribuição das **CTT** no maciço reforçado dos muros experimentais (Santos, 2011).

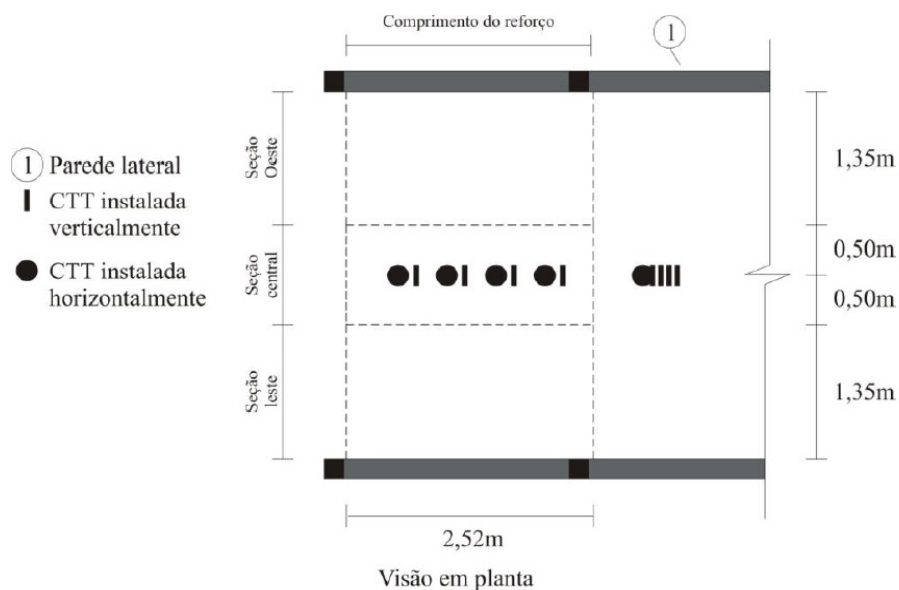


Figura 3.7. Distribuição das **CTT** no maciço reforçado dos muros experimentais – vista em planta (Santos, 2011).

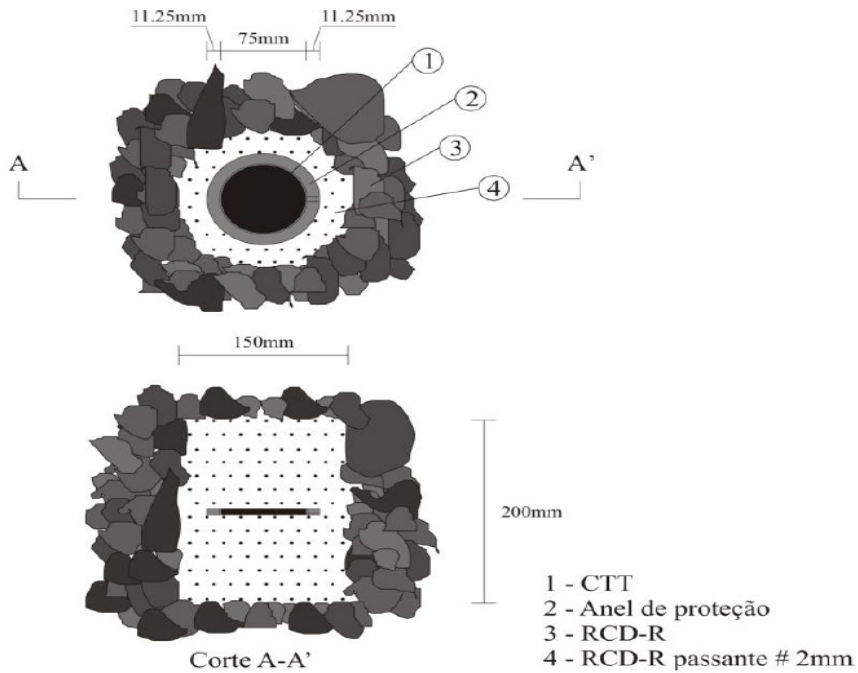


Figura 3.8. Esquema de instalação da CTT (Santos, 2011).

3.1.2.3. MEDIÇÃO DE DEFORMAÇÕES NOS REFORÇOS

As medições das deformações locais nas geogrelhas (Muro 1) foram feitas utilizando extensômetros elétricos para grandes deformações. A Fig. 3.9 apresenta a localização das linhas de instalação dos extensômetros nos muros experimentais.

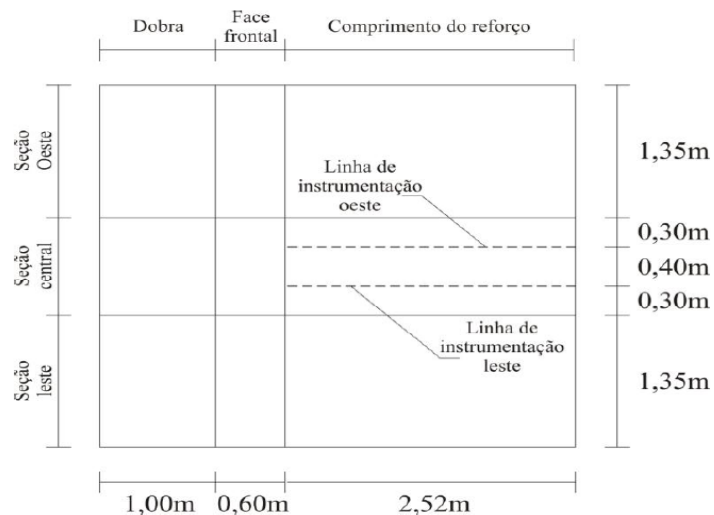


Figura 3.9. Linhas de instrumentação dos extensômetros dos muros experimentais (Santos, 2011).

No muro 1, foram utilizados 96 extensômetros elétricos para a instrumentação de três camadas de geogrelha. Em cada ponto instrumentado foram instalados dois extensômetros elétricos, um na face superior e outro na face inferior do reforço, para verificar a ocorrência

de esforços de flexão nesses pontos. A distribuição dos extensômetros elétricos instalados no Muro 1 são apresentados na Tab. 3.2.

Tabela 3.2. Distribuição dos extensômetros elétricos no muro 1 (Santos, 2011).

Par de extensômetros elétricos (#)	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Camada 1	035	065	105	115	135	165	245	-	-
Distância da face (cm)									
Camada 3	045	055	075	085	125	155	185	245	-
Camada 5	045	065	085	095	115	125	165	195	245

Os extensômetros elétricos das geogrelhas foram protegidos por meio de um material passante na peneira 2 mm com o objetivo de proteger a instrumentação de danos mecânicos ocasionados por partículas de grandes dimensões de RCD – R (Santos, 2011). A Fig. 3.10 apresenta uma ilustração da região em torno aos extensômetros elétricos, após a instalação da geogrelha instrumentada.

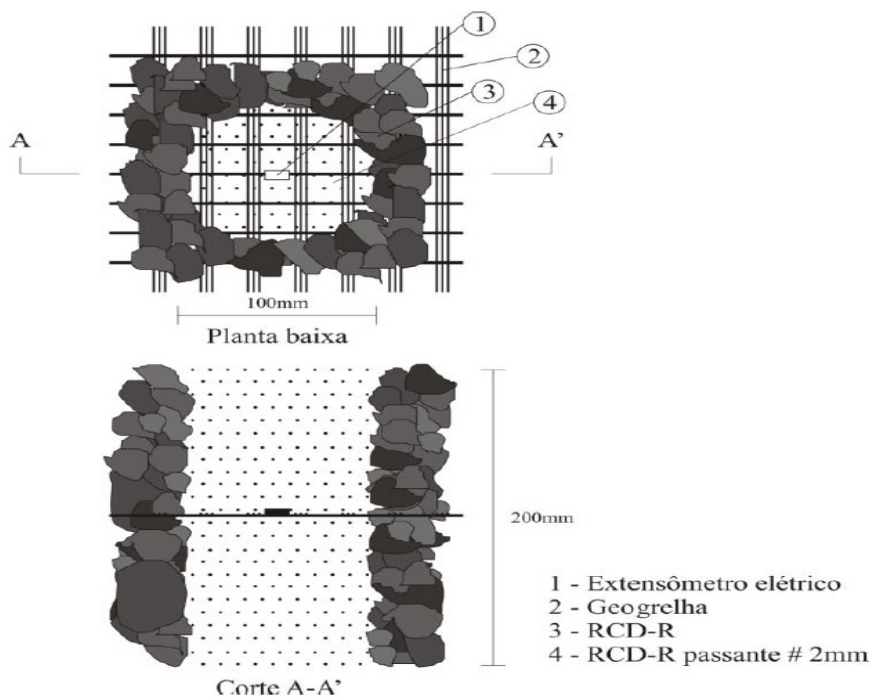


Figura 3.10. Região circunvizinha aos extensômetros elétricos no muro 1 (Santos, 2011).

As medições das deformações nas geogrelhas foram realizadas por meio de uma mesa leitora modelo SM-60 D, fabricada pela *Kyowa Electronic Instruments Company of Japan*, com resolução de 0,00001%. Já as medições das deformações no geotêxtil não tecido foram obtidas por meio do acompanhamento dos deslocamentos de cabos de aço fixados em pontos distribuídos nas camadas 2, 3, 4, 5 e 6, conforme mostrado na Fig. 3.11. A Fig. 3.12 apresenta um dos pontos de fixação do extensômetro mecânico em uma camada de geotêxtil não tecido.

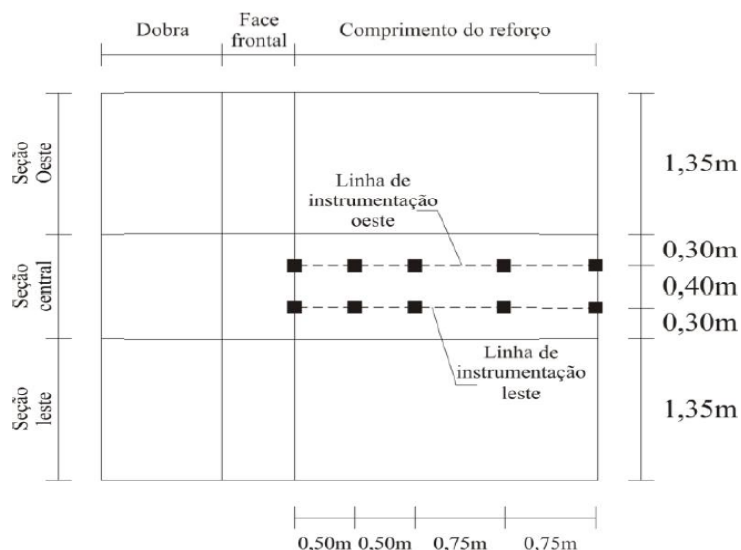


Figura 3.11. Pontos de fixação dos cabos dos extensômetros mecânicos usados nos muros (Santos, 2011).

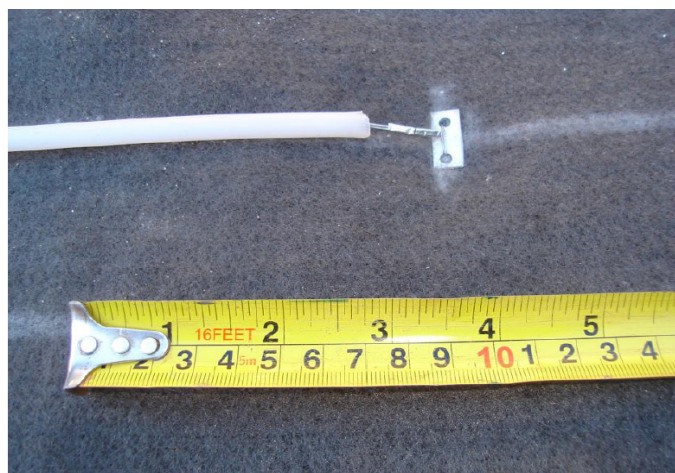


Figura 3.12. Ponto de fixação do extensômetro mecânico em uma camada de geotêxtil não tecido (Santos, 2011).

3.1.2.4. MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS DA FACE

As medições dos deslocamentos das faces dos muros foram realizadas por meio de leituras em trena metálica a partir das extremidades das paredes laterais. As leituras foram monitoradas a cada 0,20 m de altura até o topo das ESR (Santos, 2011).

3.1.2.5. MEDIÇÃO DE RECALQUES SUPERFICIAIS

Os recalques na superfície dos muros 1 e 2 foram monitorados por meio da instalação de quinze marcos superficiais de concreto em cada muro. A distribuição dos marcos superficiais é apresentada na Fig. 3.13. As leituras desses instrumentos foram realizadas por meio de régua de alumínio e trena metálica. Antes da realização das medições dos recalques

superficiais foram feitas verificações dos recalques sofridos pela ESR, tomando-se como referência um pilar específico do prédio SG – 11 (UnB), localizado em torno de 15 m das estruturas experimentais.

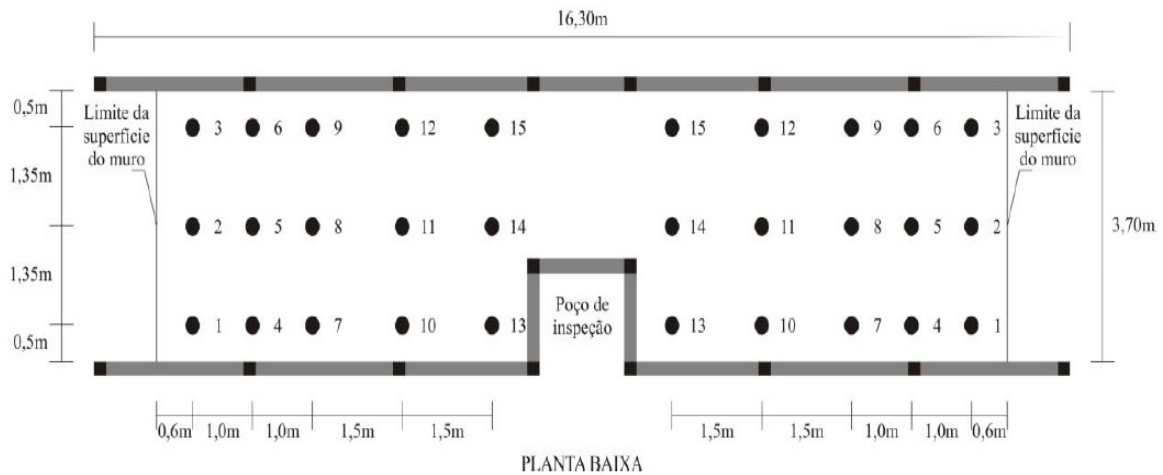


Figura 3.13. Distribuição dos marcos superficiais dos muros 1 e 2 (Santos, 2011).

3.1.3 SISTEMA PARA INUNDAÇÃO DA FUNDAÇÃO SOB OS MUROS

Devido ao comportamento colapsível do solo de fundação sob a ESR, um sistema de inundação da base das estruturas experimentais foi executado (Santos, 2011). Cada piscina do sistema foi executada à frente da face de cada muro e foram conectadas por tubos comunicantes. Esse sistema teve como finalidade observar o comportamento dos muros, diante do colapso induzido pelo umedecimento do solo de fundação. A Fig. 3.14 apresenta a visão geral do sistema supracitado. As Fig. 3.15 e 3.16 apresentam o esquema do sistema de inundação dos muros em planta baixa e em corte, respectivamente.



Figura 3.14. Visão geral da inundação induzida do solo de fundação dos muros experimentais (Santos, 2011).

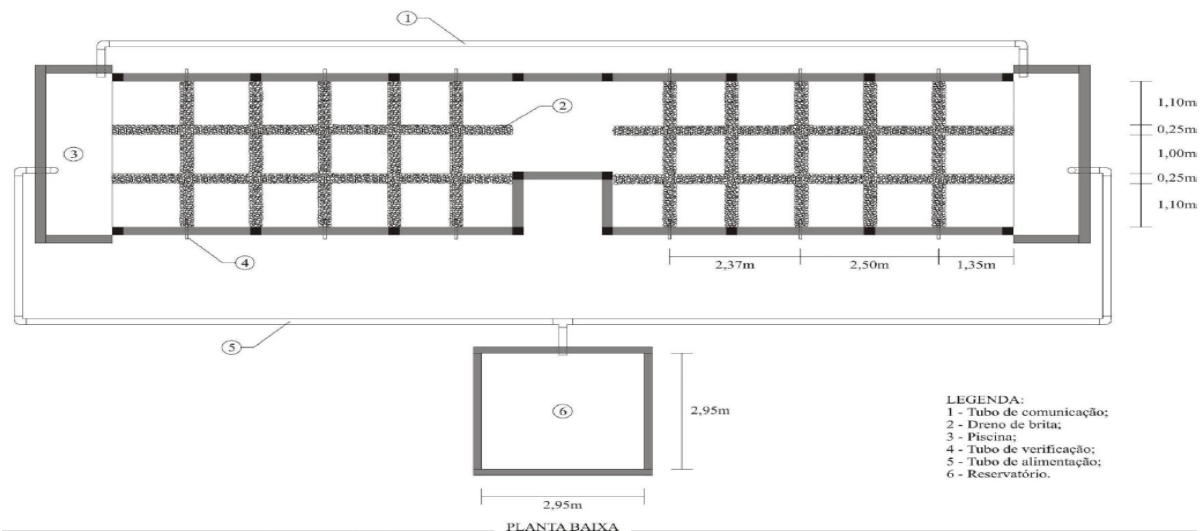


Figura 3.15. Sistema de inundação do solo de fundação (Santos, 2011).

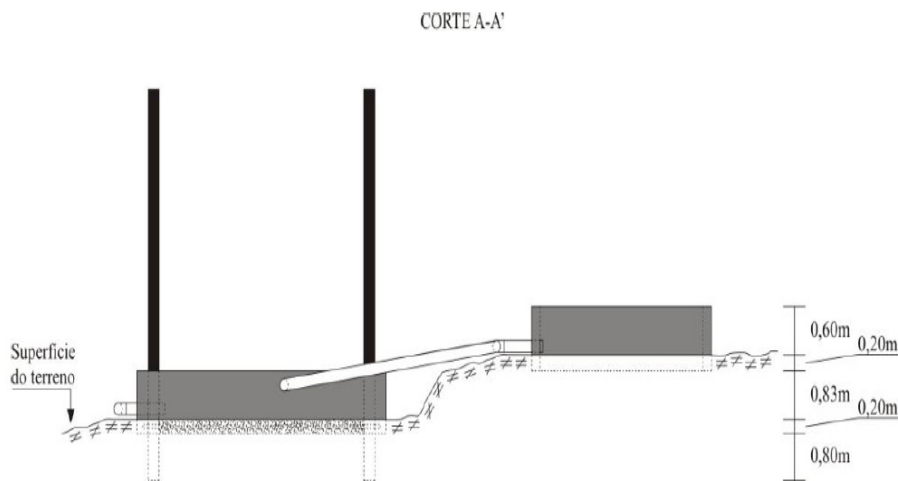


Figura 3.16. Sistema de inundação do solo de fundação – corte AA' (Santos, 2011).

3.2 SOLO DE FUNDAÇÃO

3.2.1 PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DO SOLO DE FUNDAÇÃO

O subsolo do CEFECG é composto por uma camada superficial de argila laterítica vermelha, conhecida por “argila porosa de Brasília”. Este solo apresenta baixa resistência à penetração com N_{SPT} variando de 1 a 6, baixa resistência de ponta em ensaios de cone (q_c entre 0,6 a 2,3 MPa), baixa capacidade de suporte, baixo grau de saturação e elevada permeabilidade. Este solo apresenta estrutura muito instável capaz de sofrer brusca variação de volume, quando submetido a altas umidades e/ou mudanças do estado de tensões, uma vez que a alta porosidade e as ligações cimentíceas são características desse solo (Mota, 2003). Na Fig. 3.17 é ilustrado o perfil do solo de fundação do CEFECG – UnB, por meio de três horizontes diferentes.

Prof. (m)	Nível do Terreno	N _{SPT}
1	Areia Argilosa com Silte - Vermelho	-
2		3
3	Horizonte de Solo	2
4	Residual Laterítico	3
5	Areia Argilosa com Silte - Vermelho	3
6		4
7		6
8		7
9		8
10	Horizonte de Transição	11
11	Silte Variiegado a Roxo	19
12	Horizonte de Solo Saprolítico - Ardósia	16

Figura 3.17. Perfil do **CEFECG – UnB** (modificado - Mota, 2003).

De acordo com Mota (2003), as camadas do subsolo do CEFECG – UnB podem ser descritas assim:

- 0 a 3,5 m – camada de areia argilo-siltosa porosa, com predominância de gibsita, macroporos e muitos agregados, com alto índice de vazios (1,27 a 1,60), peso específico dos sólidos em torno de 26,5 kN/m³ e Índice de Plasticidade médio de 10%. Destaca-se que as propriedades de três a quatro metros correspondem à zona de transição;
- 3,5 a 8,5 m – camada de argila areno-siltosa, zona na qual as propriedades físicas, mineralógicas e microestruturais alteram-se gradualmente até encontrar o solo residual mais jovem a 8,5 m. Neste trecho, o teor de gibsita, a porosidade e a macroporosidade diminuem lentamente, o índice de vazios decresce (1,27 a 0,89), os pesos específicos dos sólidos e o índice de plasticidade são semelhantes ao da camada anterior. A profundidade entre 8,5 m e 10 m corresponde à zona de transição;
- 8,5 m: profundidade na qual o solo assume textura mais siltosa, caracterizada pelo leve aumento do índice de vazios (0,96 a 1,08), aumento do peso específico dos sólidos (em torno de 27,4 kN/m³) e do Índice de Plasticidade (valor médio de 17%) com distribuição de poros mais homogênea. Nesta profundidade já não se observa a presença de gibsita.

A Tab. 3.3 apresenta alguns valores de parâmetros do solo do CEFECG ao longo da profundidade, enquanto a Tab. 3.4 apresenta os valores de coeficiente de empuxo no repouso K_0 ao longo da profundidade. Estes últimos foram obtidos mediante ensaios triaxiais realizados em amostras indeformadas (Guimarães, 2002).

Tabela 3.3. Parâmetros geotécnicos do solo do **CEFECG – UnB** (modificado – Guimarães, 2002).

Parâmetro	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ensaio de caracterização										
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
e (-)	1,60	1,57	1,27	1,27	1,25	1,15	1,07	0,89	0,96	1,08
Ensaio de adensamento										
C_c (-)	0,52	0,63	0,47	0,50	0,48	0,40	0,32	0,25	0,08	0,12
C_s (-)	-	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,01	0,03	0,05
OCR (-)	2,30	1,20	1,90	1,00	1,10	1,20	1,00	0,90	1,10	1,00
e_o (-)	1,70	1,70	1,34	1,37	1,36	1,20	1,14	0,91	0,94	0,96

onde γ_s é o peso específico dos sólidos, γ_d é o peso específico aparente seco, γ é o peso específico aparente natural, γ_{sat} é o peso específico saturado, e é o índice de vazios do solo, C_c é o índice de compressão, C_s é o índice de expansão, OCR é a razão de pré-adensamento e e_o é o índice de vazios inicial do solo.

Tabela 3.4. Variação de K_o com a profundidade (modificado – Guimarães, 2002).

Parâmetro	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
K_o	-	0,405	0,433	0,473	-	0,448	-	0,686	-	-

onde K_o é o coeficiente de empuxo do solo em repouso.

3.2.2 RCD-R

Os RCD – R utilizados como materiais de preenchimento dos muros foram coletados em duas fases distintas, com origens diferentes (Usina de Reciclagem e Entulho de Brasília – UREB e canteiro-de-obras da Construtora Porto Belo). Os resíduos passaram por caracterização geotécnica e as suas propriedades geotécnicas estão apresentadas na Tab. 3.5.

Tabela 3.5. Propriedades geotécnicas do **RCD – R** (Santos, 2010).

Propriedade	Valor
Massa específica (kN/m ³)	2,74
Limite de liquidez (%)	35
Limite de plasticidade (%)	28
Peso específico seco máximo (kN/m ³)	16,9
Umidade ótima (%)	18
Ângulo de atrito (°)	38
Coesão (kPa)	14

3.2.3 ELEMENTOS DE REFORÇO

Para avaliar um dos fatores que influenciam no comportamento de muros reforçados com geossintéticos, foram utilizados dois tipos distintos de reforços. As diferenças entre estes materiais referem-se ao tipo de fabricação e a rigidez, conforme são mostradas na Tab. 3.6.

Tabela 3.6. Propriedades dos geossintéticos (Modificado – Santos, 2011).

Características	Muro 1	Muro 2
Reforço	Geogrelha	Geotêxtil não tecido
Material de fabricação	Poliéster	Polipropileno
Abertura da malha (mm x mm)	20 x 20	NA
Resistência à tração (kN/m)		
Direção longitudinal	20	19
Direção transversal	13	21
Módulo de rigidez à 5% de deformação (kN/m)	> 150	≅ 30*
Deformação máxima na resistência nominal (%)**	12	70

onde NA = não se aplica; * = obtido a partir de ensaios de tração não confinada com amostras virgens (Santos, 2011); ** = na direção longitudinal.

3.3 FERRAMENTA NUMÉRICA UTILIZADA

O método dos elementos finitos (MEF) trata-se de uma das ferramentas numéricas mais utilizadas, uma vez que este método tem a capacidade de simular problemas complexos da engenharia por meio de várias condições de contorno, além de diferentes etapas construtivas e distintos modelos constitutivos. O MEF começou a ser utilizado em análises de problemas estruturais, todavia sua teoria passou por inúmeras adaptações, a fim de permitir análises de problemas envolvendo outras áreas do conhecimento.

A base matemática e maiores informações sobre os tipos de análise que podem ser desenvolvidas com o MEF podem ser encontradas nos trabalhos de Desai & Abel (1972), Hinton & Owen (1979) e Zienkiewicz (1982).

Os modelos constitutivos para simular solos que podem ser encontrados no programa Plaxis 7.2 (Brinkgreve & Vermeer, 1998) são: elástico e linear, *Soft-Soil*, *Hardening-Soil*, Mohr-Coulomb e *Soft-Soil-Creep*. O *Soft-Soil* difere do modelo *Cam-Clay* por conta que aquele modelo faz consideração da coesão e do ângulo de atrito, além de que os índices de compressão e expansão são expressos como uma função das deformações volumétricas, ao invés dos índices de vazios.

O *Hardening-Soil* é um modelo elastoplástico, em que a superfície de plastificação não está fixa no espaço de tensões principais, mas que se expande devido à ocorrência de deformações plásticas. Quanto ao endurecimento, isto é, o aumento da superfície de plastificação ou do domínio elástico, este pode ocorrer devido ao cisalhamento que é utilizado para modelar deformações plásticas causadas por um carregamento primário desviatório, e também pode acontecer devido à compressão, que modela as deformações plásticas causadas por uma compressão primária em um carregamento oedométrico e isotrópico. No ensaio triaxial (carregamento desviatório), a relação entre a tensão desvio (q) e a deformação axial (ϵ_1) pode ser aproximada a uma hipérbole. Segundo Brinkgreve & Vermeer (1998), apesar do uso da função hiperbólica, o *Hardening-Soil* é diferente do modelo hiperbólico de Duncan & Chang (1970) devido aos seguintes fatores: usa a teoria da plasticidade ao invés da teoria da elasticidade; inclui dilatação do solo, além de introduzir uma função de plastificação do tipo “cap”.

As principais características do modelo *Hardening-Soil* são as seguintes:

- a rigidez varia em função do nível de tensões;
- pode apresentar deformações plásticas devido a um carregamento primário desviatório, ou devido à compressão primária;
- possui comportamento elástico no descarregamento-recarregamento;
- o critério de ruptura é o mesmo do modelo de Mohr-Coulomb.

O Plaxis 7.2 permite agradável interação com usuário, visto que sua interface gráfica é amigável. O programa divide-se em quatro sub-rotinas: *Input*, *Calculation*, *Output* e *Curves*. Na primeira, é definida a geometria, os modelos constitutivos e os seus parâmetros, as condições de contorno e a malha (gerada automaticamente), que simularão o problema em questão. Na segunda, é definido o tipo de análise, o carregamento e/ou deslocamento que podem ser aplicados, a construção em estágios e definem-se também os pontos para os quais o programa calculará as forças ou os deslocamentos ou tensões/deformações. Na terceira sub-rotina são apresentados os resultados obtidos na simulação, em forma de gráficos: a malha deformada, os deslocamentos ou as deformações ao longo da malha, as poropressões etc. A última sub-rotina gera os gráficos que o usuário deseja, utilizando os pontos que foram selecionados na segunda sub-rotina. Em Brinkgreve & Vermeer (1998) pode-se encontrar mais informações sobre o *software*.

As propriedades do solo no programa são definidas tendo em conta as propriedades da interface, que pode ser definida pelo usuário como *Manual* ou *Rigid* dependendo da relação

R_{int} entre a resistência da interface e a resistência do solo ao seu redor. O valor máximo de R_{int} é 1.0, ou seja, quando as resistências supracitadas têm o mesmo valor.

O elemento *geogrid* está disponível no Plaxis para simular elementos de reforço, onde o parâmetro de entrada necessário para simular esse material é sua rigidez à tração. Este tipo de elemento não resiste à compressão nem a flexão.

O software dispõe de três tipos de cálculo. O primeiro é o cálculo plástico (*plastic calculation*), que é utilizado para realizar análises de deformações elastoplásticas sem a necessidade de incluir os efeitos de grandes deformações. Trata-se de um tipo de cálculo muito utilizado em diversas aplicações na engenharia geotécnica. O segundo é o cálculo de adensamento (*consolidation*), que normalmente é empregado para avaliar o desenvolvimento e a dissipação de excessos de poropressão em solos saturados com o passar do tempo. O último tipo de cálculo é o que utiliza malha atualizada, onde os efeitos das grandes deformações são considerados. Esse tipo de cálculo deve ser usado quando a geometria do problema pode ser influenciada pelas grandes deformações. Este tipo de cálculo necessita de mais tempo de processamento computacional e, geralmente, é utilizada em casos especiais.

As tensões iniciais devido ao peso próprio dos materiais são função do peso específico e da história de tensões dos mesmos. As tensões horizontais são calculadas por meio da expressão proposta por (Jaky, 1944):

$$K_0 = 1 - \sin(\phi) \quad (3.1)$$

onde K_0 é o coeficiente de empuxo no repouso e o ϕ é o ângulo de atrito.

O Plaxis permite que o usuário altere o valor de K_0 , quando se tem disponíveis resultados de ensaios de laboratório ou de campo. Além disso, o programa também possibilita que o usuário defina a tensão de pré-adensamento do solo e sua razão de pré-adensamento.

O *Output* do *software* trata-se da sub-rotina que apresenta os resultados da simulação numérica, por meio de gráficos. Diversos tipos de resultados podem ser analisados. Além disso, uma seção transversal pode ser selecionada, para que os resultados desta seção sejam apresentados. Os resultados previstos pelo programa estão listados na Tab. 3.7.

Curves é a sub-rotina utilizada para visualizar os resultados obtidos nas análises realizadas nos pontos selecionados durante a criação do modelo numérico (sub-rotina *Calculation*). Os gráficos podem ser do tipo: carregamento *versus* tempo, tensão *versus* deformação entre outros. Vale ressaltar que os pontos nodais devem ser selecionados para obter os deslocamentos, enquanto os pontos de Gauss são selecionados para a obtenção das

deformações. Outro aspecto importante é que o *software* possibilita a seleção de somente dez pontos para a realização dos cálculos desejados pelo usuário.

Tabela 3.7. Dados de saída do Plaxis 7.2 (modificado – Araújo, 2009).

Deslocamentos e deformações	Tensões
Malha deformada	Tensões efetivas
Deslocamentos totais	Tensões totais
Deslocamentos horizontais	OCR
Deslocamentos verticais	Pontos de plastificação
Incrementos totais de deformação	Poropressões ativas
Incrementos horizontais de deformação	Excesso de poropressão
Incrementos verticais de deformação	Carga hidráulica
Deformações totais	Linhas de fluxo
Incrementos de deformações	Rede de fluxo

4 METODOLOGIA

O comportamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos tem sido bastante investigado, tanto experimental quanto teoricamente, e muito dos critérios de projeto atuais foram baseados nos resultados destas investigações. No entanto, muitas dúvidas ainda permanecem com relação ao desempenho destas estruturas (Rowe & Skinner, 2001). A fim de alcançar os objetivos propostos nesta pesquisa, foi elaborada uma metodologia de trabalho desta dissertação.

Os resultados de medições efetuadas por Santos (2011) foram utilizados no presente trabalho. Esta parte da dissertação visa apresentar as propriedades mais relevantes dos materiais utilizados nas estruturas experimentais construídas em campo e a metodologia utilizada para o desenvolvimento deste trabalho. As etapas que compõem este estudo são: a criação de um modelo numérico; as simulações numéricas dos casos estudados e os procedimentos de análise realizados para a calibração do modelo em um programa de elementos finitos bidimensional. Vale ressaltar que as simulações numéricas dos casos estudados para a calibração do modelo numérico foram feitas considerando-se três períodos diferentes. Tais períodos foram: final de construção; antes da inundação induzida e após inundação induzida.

4.1 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DOS CASOS ESTUDADOS

As análises numéricas foram realizadas utilizando-se o MEF. Os parâmetros de entrada do programa para a simulação do solo de fundação do CEFECG – UnB foram definidos por meio de ensaios de campo e de laboratório, uma vez que esse local já foi bastante estudado, todavia alguns dos parâmetros de entrada do programa para a simulação do material de aterro foram estimados, visto que este material não passou por ensaios adequados para a obtenção de tais parâmetros. Nas análises realizadas foi utilizado o programa Plaxis 7.2 (ver item 3.3), descrito anteriormente.

4.2 MODELO NUMÉRICO

Inicialmente, alguns resultados obtidos nas simulações numéricas preliminares foram comparados aos medidos e a calibração do modelo permitiu a inferência sobre grandezas relevantes que não foram medidas pela instrumentação utilizada nos muros experimentais.

O caso de campo foi idealizado em duas dimensões e uma análise de deformação plana foi realizada. É reconhecido que a idealização bidimensional representa uma aproximação, visto

que a estrutura possui geometria tridimensional. No entanto, a análise bidimensional foi considerada razoável para a modelagem da seção central da estrutura.

As grandezas comparadas (previsões *versus* medições) foram: deslocamentos das faces das estruturas, recalques do terrapleno, tensões totais no maciço, deformações dos reforços e deslocamentos horizontais do solo de fundação.

4.2.1 GEOMETRIA

Cada muro reforçado (geogrelha e geotêxtil não tecido) foi simulado separadamente. Foi estabelecida uma distância entre o pé do muro e a fronteira lateral suficiente para minimizar os efeitos devido à proximidade do contorno. As condições utilizadas no contorno da geometria foram de deslocamentos horizontais fixos nas fronteiras laterais, esquerda e direita, enquanto que na fronteira inferior, a condição de contorno utilizada foi de deslocamentos horizontais e verticais fixos. Com a finalidade de obter um cálculo mais acurado das deformações ao longo dos reforços geossintéticos, foi feito um refinamento da malha de elementos finitos no contato entre o reforço e o material de aterro adjacente. A Fig. 4.1 ilustra a malha usada nas simulações numéricas.

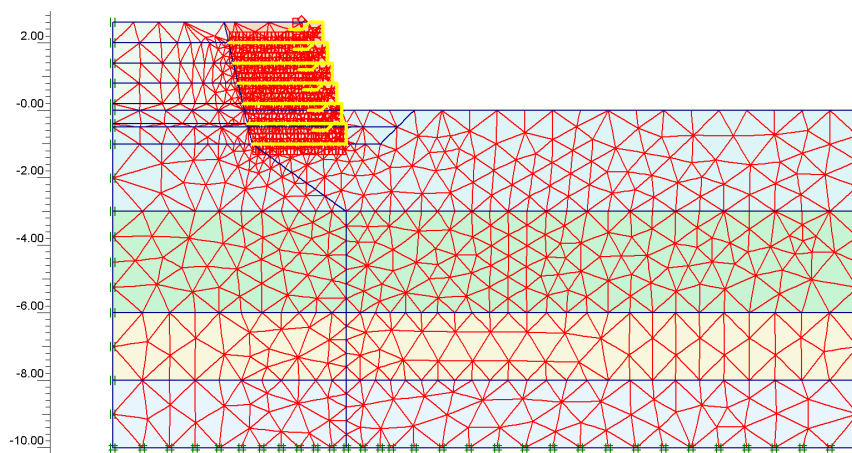


Figura 4.1. Malha de elementos finitos utilizada nas simulações numéricas.

Inicialmente, foi empregado o modelo de *Mohr-Coulomb* para simular o material de aterro e o modelo *Soft-Soil* para simular o solo de fundação, ambos disponíveis no programa Plaxis 7.2. As principais características geométricas das estruturas encontram-se listadas abaixo, e um esquema da estrutura de solo reforçado para calibração do modelo é mostrado na Fig. 4.2:

- altura dos muros: 3,60 m;
- inclinação da face dos muros: 13°;
- espaçamento entre reforços: 0,60 m;
- comprimento dos reforços: 2,52 m.

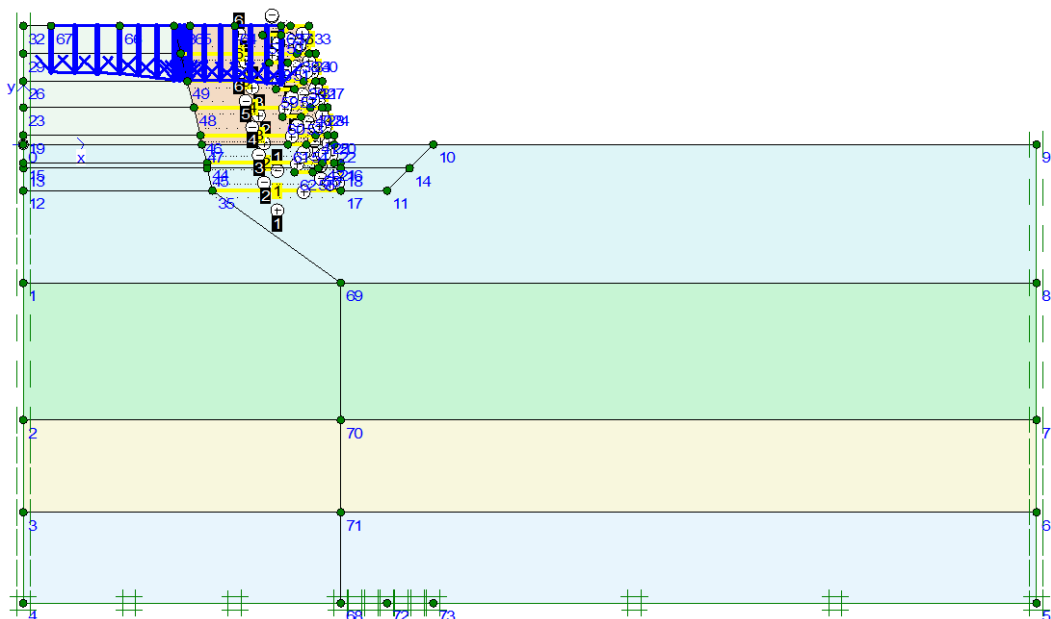


Figura 4.2. Geometria utilizada nas simulações numéricas.

A geometria idealizada foi baseada segundo as dimensões das estruturas em escala real. A Fig. 4.2 mostra a geometria do modelo numérico idealizado e utilizado nas simulações numéricas. O material de aterro foi dividido em seis camadas, cada uma destas com altura de 0,60 m. Observa-se também que foi definida uma região na base da estrutura com profundidade de um metro, a fim de simular a escavação realizada antes da construção dos muros no campo. Tal escavação foi dividida em duas camadas de 0,50 m.

O solo de fundação do CEFECG – UnB foi dividido em três camadas. A primeira considerou os três primeiros metros de profundidade. A segunda foi definida pelas profundidades de três a seis metros, enquanto que a terceira simulou o trecho entre seis e oito metros de profundidade. A partir dessa profundidade, tendo em vista que os resultados de ensaio de campo realizados mostram que o número de golpes N_{SPT} (ver Fig. 3.17) e a resistência de ponta do ensaio de cone aumentam consideravelmente a partir de oito metros de profundidade (Mota, 2003), admitiu-se mais uma camada rígida de dois metros de profundidade.

Os reforços, sem considerar os trechos dobrados que envelopam as faces dos muros (em amarelo na Fig. 4.2), têm 2,52 m de comprimento, assim como nas estruturas experimentais. Vale ressaltar que a geometria idealizada para as faces dos muros não correspondem exatamente aos perfis encontrados em campo imediatamente após a construção de cada camada. A geometria dos reforços nas faces dos muros foi idealizada na vertical, de modo que a face como um todo formasse treze graus com a vertical, conforme mostrada na Fig. 4.3.

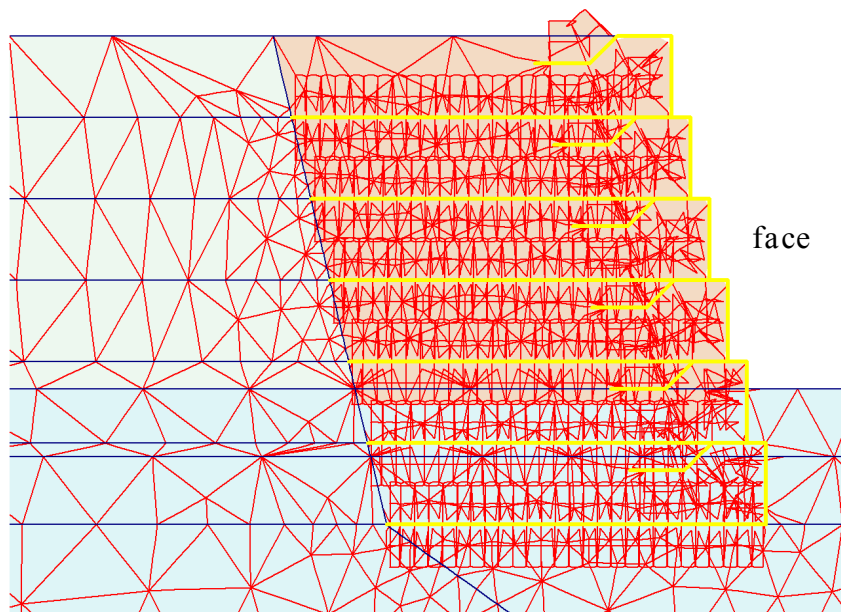


Figura 4.3. Detalhe da geometria do reforço geossintético na face.

4.2.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

4.2.2.1. MATERIAL DE PREENCHIMENTO

O material de aterro foi idealizado segundo a geometria descrita anteriormente. O modelo constitutivo utilizado para simular esse material foi o modelo de *Mohr-Coulomb*. O tipo de análise adotada foi para condição drenada, uma vez que não foi objetivo desse trabalho investigar as poropressões geradas nas camadas do maciço. As propriedades do material de aterro que foram utilizadas inicialmente nos processamentos são apresentadas na Tab. 4.1. Alguns valores foram variados para melhorar as comparações, quando necessário.

Tabela 4.1. Parâmetros do material de preenchimento utilizados nas simulações numéricas.

e_o	E_{ref} (kPa)	ν	c_{ref} (kPa)	ϕ (°)	ψ (°)	R_{inter}
0,5	30000	0,3	14/ 2*	38/ 35,7*	4,0	1,0

onde e_o é o índice de vazios inicial; E_{ref} é o módulo de Young de referência; ν é o coeficiente de Poisson; c_{ref} é a coesão de referência; ϕ é o ângulo de atrito; ψ é o ângulo de dilatância e R_{inter} é o parâmetro de interface.

Nota: * - representam os valores ajustados por Santos (2011), os quais foram adotados na simulação com a consideração dos deslocamentos prescritos.

Vale destacar que a idealização do material de preenchimento foi feita em duas regiões diferentes: Aterro reforçado e aterro não reforçado. Esta idealização foi adotada, visto que a região onde o aterro é reforçado apresenta-se como mais rígida, ou seja, a concentração de

reforços, o envelopamento e a “compactação” realizada nesta região fazem com que os comportamentos dessas regiões sejam diferentes. O único parâmetro que foi alterado para diferenciar as regiões supracitadas foram os pesos específicos, saturado e não saturado. Para a região não reforçada o peso específico adotado foi de 17,76 kN/m³, enquanto que para a região reforçada foi de 19,54 kN/m³, isto é, 10% superior à região não reforçada.

Os pesos específicos saturados adotados para o material de aterro e para a camada rígida adotada sob o solo de fundação foram calculados por meio da expressão:

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + \left(\frac{e}{1+e} \right) \cdot \gamma_w \quad (4.1)$$

onde γ_d é o peso específico do solo seco, e é o índice de vazios e γ_w é o peso específico da água.

4.2.2.2. GEOSSINTÉTICOS

O elemento disponível no programa Plaxis, para simular geossintéticos, é admitido como tendo comportamento elástico linear. A única propriedade desses materiais que deve ser fornecida ao programa é a rigidez normal elástica, que foi especificada a partir de catálogos desses materiais. As propriedades dos materiais de reforço geossintéticos (geogrelha e geotêxtil não tecido) que foram utilizadas neste trabalho são as apresentadas por Santos (2011) e sumariadas na Tab. 3.6 apresentada anteriormente. A rigidez à tração da geogrelha nas simulações numéricas foi de 160 kN/m, enquanto que para o geotêxtil não tecido foi adotado o valor de 200 kN/m.

4.2.2.3. SOLO DE FUNDAÇÃO

As Tab. 4.2 a 4.5 apresentam os parâmetros de cada uma das camadas do solo de fundação utilizados nas simulações numéricas. Tais parâmetros foram obtidos a partir de resultados de ensaios de campo e laboratório (Guimarães, 2002 e Mota, 2003). Para detalhes, ver Tab. 3.3.

Tabela 4.2. Parâmetros físicos do solo poroso colapsível usados nas simulações numéricas.

Camada	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	e_o
01	13,88	16,70	1,58
02	13,88	17,30	1,31
03	16,72	18,29	1,03

onde γ_{unsat} é o peso específico natural do solo não saturado; γ_{sat} é o peso específico natural do solo saturado; e_o é o índice de vazios inicial.

Os valores apresentados na Tab. 4.2 foram reportados de resultados de pesquisas realizadas no CEFECG – UnB, por meio de ensaios campo e de laboratório.

Tabela 4.3. Parâmetros de deformabilidade e de história de tensões do solo poroso colapsível admitidos nas simulações sem deslocamentos prescritos.

Camada	C_c (final construção)	C_c (antes/ após)	C_s
01	0,21	0,54	0,022
02	0,14	0,41	0,018
03	0,13	0,28	0,016

onde C_c é o índice de compressão do solo; C_s é o índice de expansão do solo; K_0 é o coeficiente de empuxo do solo no repouso e o OCR é a razão de pré-adensamento.

Tabela 4.4. Parâmetros de deformabilidade e de história de tensões do solo poroso colapsível admitidos nas simulações com deslocamentos prescritos.

Camada	C_c (final construção)	C_c (antes/ após)	C_s
01	0,27	0,67	0,022
02	0,18	0,51	0,018
03	0,16	0,35	0,016

onde C_c é o índice de compressão do solo; C_s é o índice de expansão do solo; K_0 é o coeficiente de empuxo do solo no repouso e o OCR é a razão de pré-adensamento.

Tabela 4.5. Parâmetros de resistência do solo poroso colapsível admitidos nas simulações numéricas.

Camada	c'_{ref} (final construção) (kPa)	c'_{ref} (antes/ após) (kPa)	ϕ' (°)
01	30	6	26
02	19	6	30
03	37	6	26

onde c'_{ref} é a coesão efetiva de referência e ϕ' é o ângulo de atrito efetivo.

A camada rígida de dois metros de profundidade adotada a partir de oito metros foi simulada utilizando-se o modelo Elástico-Linear e seus parâmetros estão sumariados na Tab. 4.6:

Tabela 4.6. Parâmetros da camada rígida adotados nas simulações numéricas.

Parâmetro	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	e_o	E_{ref} (kPa)	ν	R_{inter}
Camada rígida	21,00	24,27	0,5	80000	0,3	1

onde γ_{unsat} é o peso específico natural do solo não saturado; γ_{sat} é o peso específico natural do solo saturado; e_o é o índice de vazios inicial; E_{ref} é o módulo de Young de referência; ν é o coeficiente de Poisson e R_{inter} é o parâmetro de interface.

4.2.3 CONDIÇÕES INICIAIS

A condição inicial trata do solo do CEFECG – UnB antes da construção dos muros experimentais. O procedimento utilizado para a geração das tensões iniciais no Plaxis foi o *K0-procedure*, onde os parâmetros adotados são mostrados na Tab. 4.7. As tensões totais geradas nas camadas do solo de fundação são ilustradas na Fig. 4.4.

Tabela 4.7. Parâmetros adotados para o solo de fundação para a geração das tensões iniciais (Modificado – Araújo, 2009).

Material	Modelo Constitutivo	OCR	K_0
Camada 01	<i>Soft-Soil</i>	1,8	0,36
Camada 02	<i>Soft-Soil</i>	1,1	0,45
Camada 03	<i>Soft-Soil</i>	1,0	0,54
Camada rígida	Elástico-Linear	-	1,00

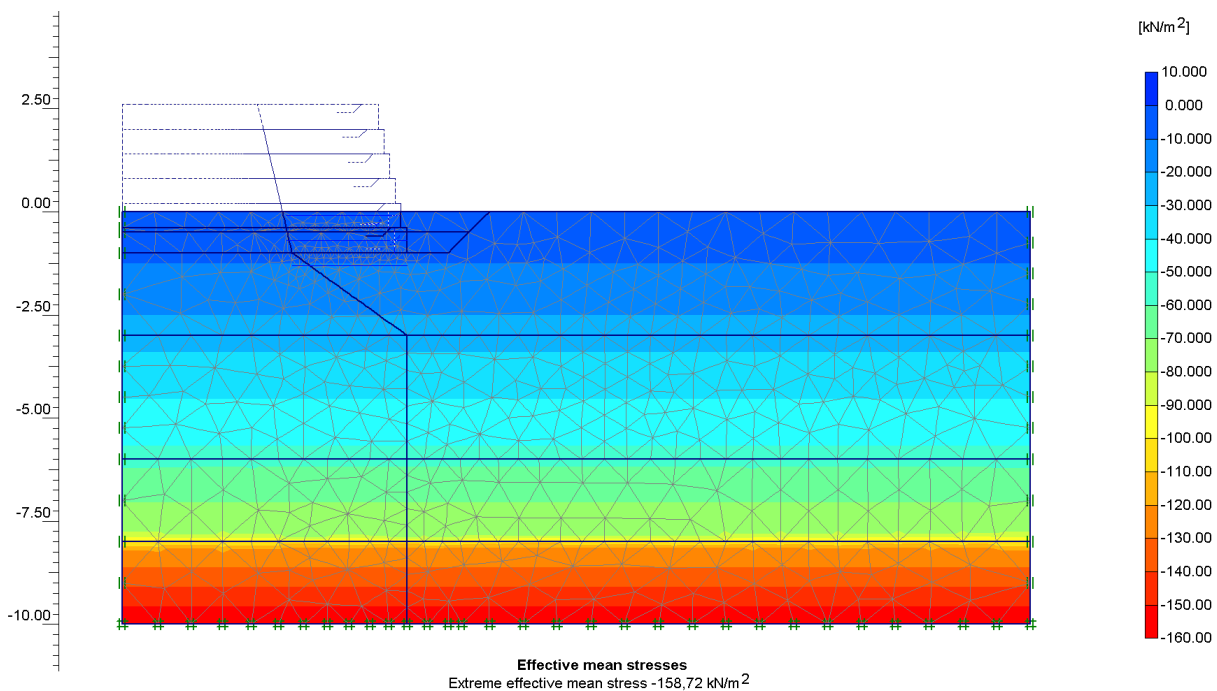


Figura 4.4. Tensões totais geradas na condição inicial.

4.2.4 ESTÁGIOS DE CÁLCULO

Os procedimentos para os cálculos feitos por meio do Plaxis 7.2 utilizaram a opção de *Staged Construction* e o tipo de cálculo denominado *Plastic* para simular cada fase de construção do muro em campo, além de simular dois períodos após construção das estruturas experimentais (antes e após inundação). Os cálculos foram compostos por dez etapas. A Tab. 4.8 descreve cada uma destas etapas, onde cada etapa inicia-se após o final da etapa anterior. As Fig. 4.5 a 4.8 mostram alguns estágios de construção do aterro reforçado estudados.

Os períodos antes e após a inundação induzida dos muros foram simulados prescrevendo-se os deslocamentos medidos na superfície do maciço em cada um desses períodos. Além disso, o índice de compressão, a coesão e o ângulo de atrito foram alterados para as três camadas do solo de fundação (ver Tab. 4.4 e Tab. 4.5). As mudanças dos parâmetros foram feitas para as três camadas da fundação, uma vez que Mota (2003) verificou alterações dos perfis de umidade e grau de saturação do solo do CEFECG – UnB até aproximadamente onze metros de profundidade, em diferentes períodos sazonais.

Tabela 4.8. Descrição das etapas de cálculo utilizadas nas simulações numéricas.

Identificação	Número da etapa	Inicia após etapa	Tipo de Cálculo	Entrada de carregamento
Escavação 01	1	0	Plástico	Estágio de construção
Escavação 02	2	1	Plástico	Estágio de construção
Construção #1	3	2	Plástico	Estágio de construção
Construção #2	4	3	Plástico	Estágio de construção
Construção #3	5	4	Plástico	Estágio de construção
Construção #4	6	5	Plástico	Estágio de construção
Construção #5	7	6	Plástico	Estágio de construção
Construção #6	8	7	Plástico	Estágio de construção
Inundação (antes)	9	8	Plástico	Estágio de construção
Inundação (após)	10	9	Plástico	Estágio de construção

Nota: Etapa 0 corresponde à condição inicial.

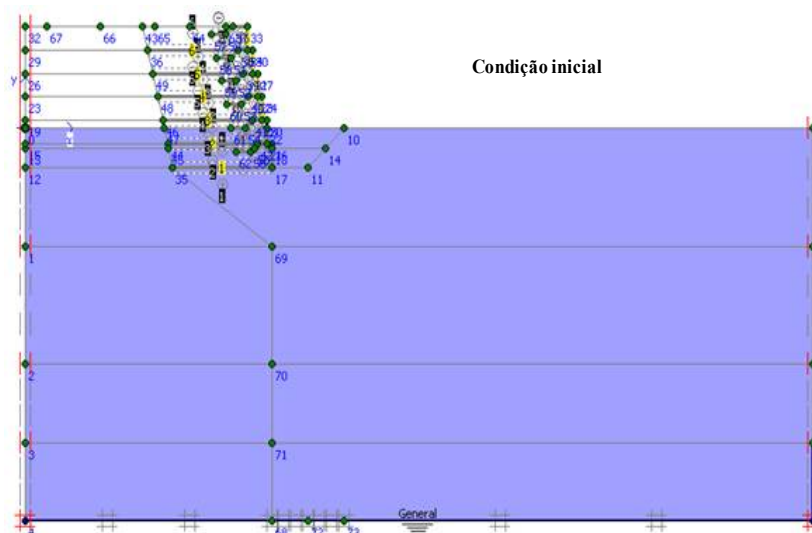


Figura 4.5. Estágio de cálculo: condição inicial

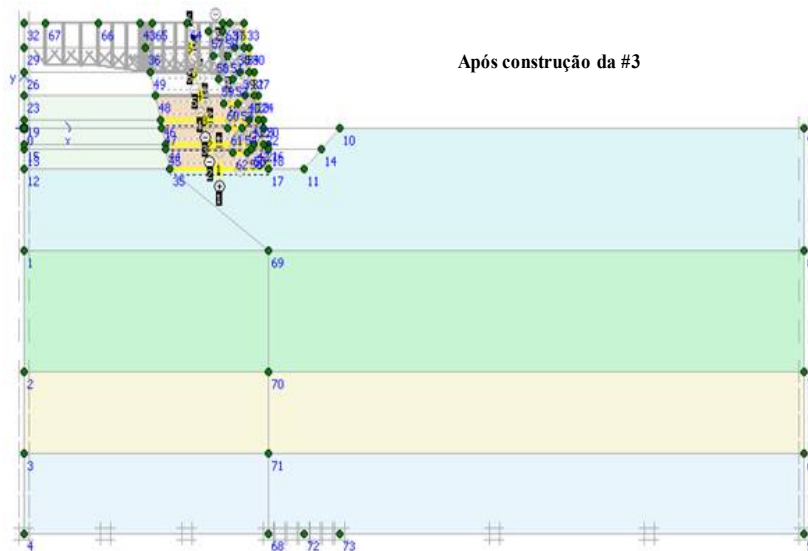


Figura 4.6. Estágio de cálculo: após construção da camada três

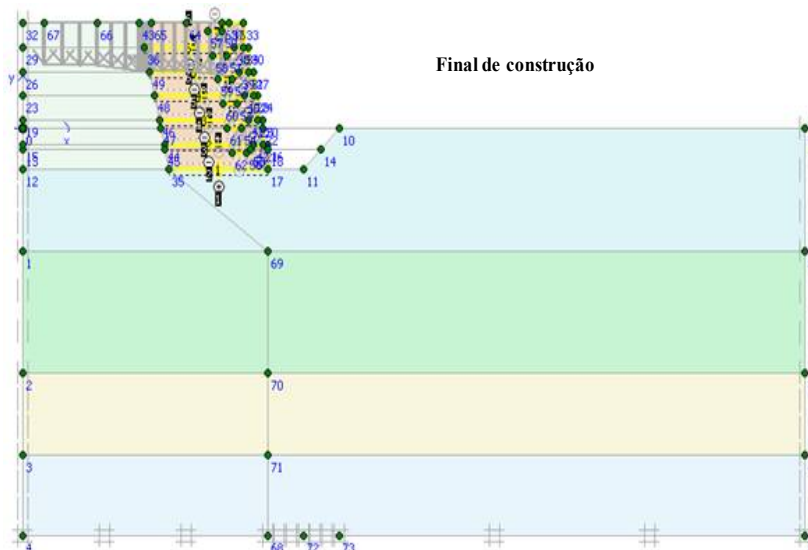


Figura 4.7. Estágio de cálculo: final de construção

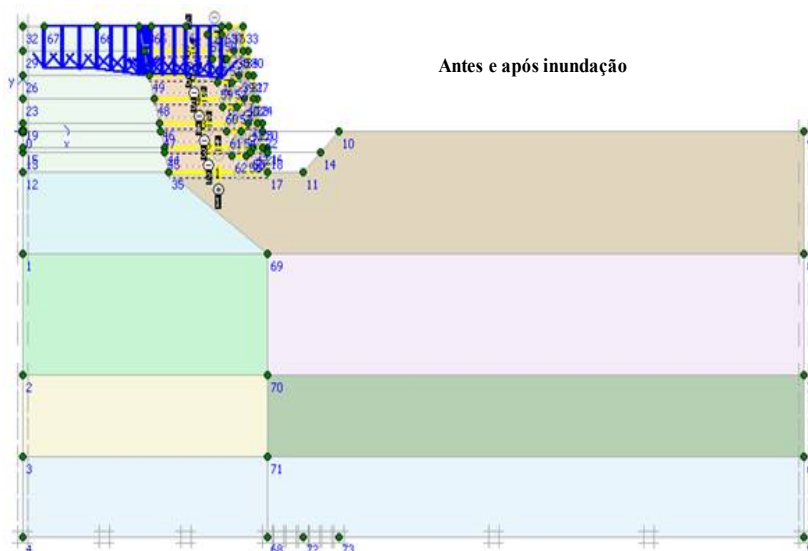


Figura 4.8. Estágio de cálculo: antes e após inundação

4.3 PROCEDIMENTOS DE ANÁLISE

O procedimento para calibração do modelo numérico iniciou-se com a tentativa de aproximação dos valores medidos de deslocamentos verticais (recalques) na superfície do maciço. As análises iniciais consistiram em tentar calibrar tais recalques a partir de variações dos parâmetros de deformabilidade do modelo correspondente ao solo de fundação, porém com isso não se conseguiu aproximação dos valores previstos com os valores medidos em campo.

Outra tentativa consistiu em impor os deslocamentos medidos em campo para que o programa computacional calculasse as forças correspondentes, variando-se parâmetros de resistência do modelo correspondente ao material de enchimento, a fim de que houvesse maior proximidade entre os valores calculados e os valores medidos de tensão total (vertical e horizontal). Na primeira análise utilizaram-se os valores médios da Tab. 4.9.

Tabela 4.9. Parâmetros empregados no cálculo das tensões horizontais ao longo da altura do Muro 1 (Santos, 2011).

Parâmetro	Valor médio *	Desvio padrão	Valor inferior	Valor superior
Peso específico (kN/m ³)	17,8	0,4	17,4	18,2
Ângulo de atrito (°)	37,9	4,3	33,6	42,2
Coesão (kPa)	13,7	7,1	6,6	20,8

Nota: * - representam os valores obtidos por meio de ensaios durante a construção dos muros.

Os valores apresentados acima foram os valores obtidos por (Santos, 2011) a partir de ensaios de campo durante a construção dos muros experimentais. Para maiores aproximações dos valores de tensão total foram realizadas três simulações utilizando-se os valores inferiores e superiores de coesão, ângulo de atrito e peso específico (Tab. 4.9), além dos parâmetros ajustados para o Muro 1, uma vez que Santos (2011) ressalta que os valores calculados de tensão horizontal a partir da teoria de Rankine foram inferiores aos valores medidos após a construção dos muros. Assim, usou-se os valores de coesão, ângulo de atrito e peso específico de 2 kPa, 35,7 ° e 17,7 kN/m³, respectivamente. Neste trabalho não se utilizaram os parâmetros que foram ajustados para o Muro 2, visto que o valor de ângulo de atrito obtido não é realístico para o RCD – R.

Na etapa 8 de cálculo (etapa que simula o final de construção) não se impôs deslocamentos prescritos, uma vez que em campo não se mediram os recalques para esta etapa, porque os instrumentos utilizados para essa medição foram colocados exatamente ao final da construção

dos muros. Assim, os deslocamentos verticais de campo disponíveis são aqueles medidos após a construção dos muros.

Para calibração dos deslocamentos horizontais do solo de fundação foram variados os parâmetros de deformabilidade do modelo correspondentes as camadas do solo do CEFECG – UnB. Os resultados previstos mais próximos aos medidos foram obtidos quando se variaram 25% os valores de C_c (índice de compressão) nas três camadas de solo. Tal variação foi considerada somente nas etapas nove e dez, visto que nestas etapas o solo de fundação sofreu alterações devido à infiltração da água da chuva (antes da inundação) e da inundação da base da estrutura. O que diferencia a etapa nove da etapa dez são os deslocamentos prescritos considerados no topo das estruturas, que são diferentes para cada uma das etapas.

Como serão detalhados adiante nessa dissertação, os deslocamentos horizontais das faces dos muros e as deformações nos reforços, após os procedimentos de calibração descritos acima se apresentaram satisfatórios.

5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos em duas análises numéricas (com e sem deslocamentos prescritos) para os diferentes períodos estudados durante o trabalho. A primeira simulação objetivou verificar o comportamento dos recalques na superfície dos Muros 1 e 2. Conforme descrito no capítulo anterior, para essas simulações não se utilizou a condição de contorno “deslocamentos prescritos”, disponível no Plaxis 7.2. Tal análise procurou determinar de forma preliminar o comportamento das grandezas relevantes no que diz respeito às ESR. Na segunda simulação fez-se uso de deslocamentos prescritos, uma vez que sem estes os recalques obtidos no terrapleno não se apresentaram satisfatórios.

Nas simulações numéricas, levou-se em consideração apenas a linha central dos marcos superficiais existentes em campo para as comparações com as previsões dos deslocamentos verticais na superfície do terrapleno. Isso se deve a tal linha satisfazer de forma mais próxima a condição de deformação plana.

5.2 SIMULAÇÕES PARA O MURO 1

5.2.1. RECALQUES NA SUPERFÍCIE DO MACIÇO

A Fig. 5.1 (a) mostra as curvas dos deslocamentos verticais (δ_y) obtidos (normalizados pela altura do muro, H) na superfície do Muro 1 versus a relação x/B (em que, x é a distância do ponto de medição até a face e B é o comprimento do reforço geossintético) sem a consideração de deslocamentos prescritos impostos no modelo numérico. A Fig. 5.1 (b) mostra as curvas da mesma relação supracitada, porém considerando-se os deslocamentos prescritos impostos.

Na simulação sem a consideração de deslocamentos prescritos no topo do Muro 1 observa-se que o recalque previsto para o período de final de construção é em torno de 2% de H, além de que os deslocamentos verticais aumentam, à medida que os pontos se distanciam da face do muro. No período denominado antes da inundação, o recalque previsto, próximo e distante da face, aumentou pouco, com relação à previsão de final de construção. Tais aumentos foram inferiores a 1%. Verifica-se também que as previsões numéricas para esse período são incompatíveis com as medições efetuadas em campo, apresentando erros, próximo e distante da face, de 2,7 e 1,5%, respectivamente. Nessa simulação não foi possível analisar o período após a inundação, porque não foram aplicados deslocamentos prescritos.

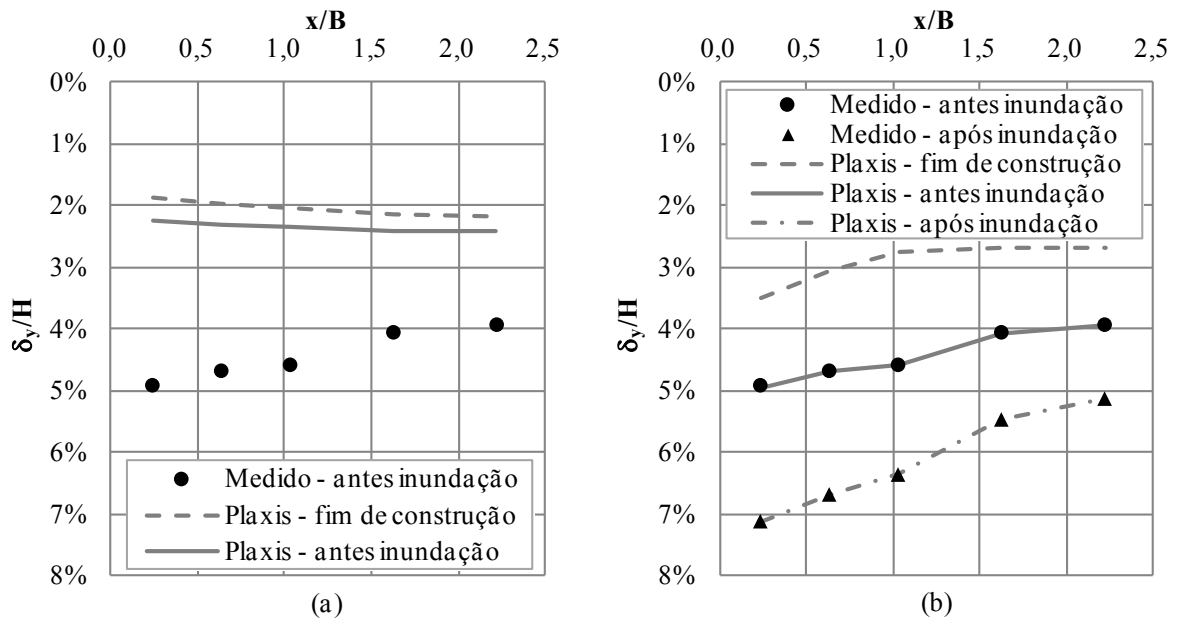


Figura 5.1. Recalques na superfície do Muro 1. (a) sem deslocamentos prescritos, e (b) com deslocamentos prescritos.

Na simulação com a consideração de deslocamentos prescritos no topo do maciço observa-se que o recalque previsto para o período de final de construção é em torno de 3% de H, além de que os deslocamentos verticais decrescem, à medida que os pontos se afastam da face do muro. Nos períodos denominados antes e após a inundaçao, os recalques previstos coincidiram com aqueles medidos em campo, visto que foram aplicados deslocamentos prescritos correspondentes a esses períodos. O incremento de recalque na superfície do maciço, próximo e distante da face, observado antes da inundaçao foi em média 1,5%. Nessa simulação foi possível analisar o período após a inundaçao. O incremento de recalque observado nesse período, com relação ao período antes da inundaçao foi em torno de 2,2% próximo à face e de 1,2% distante da mesma.

5.2.2. TENSÕES TOTAIS NO MACIÇO

5.2.2.1. TENSÕES VERTICAIS TOTAIS NO MACIÇO

As Fig. 5.2 e 5.3 apresentam as comparações entre tensões verticais totais normalizadas previstas e medidas durante a construção do Muro 1. Os valores de tensão vertical, mostrados abaixo, correspondem às tensões geradas na base da estrutura (CTT ao longo da base da estrutura).

Na Fig. 5.2 observa-se que os valores medidos e calculados apresentam-se muito divergentes durante a construção das três primeiras camadas do muro, com diferença entre valores variando entre 6% e 60%, dependendo da CTT considerada.

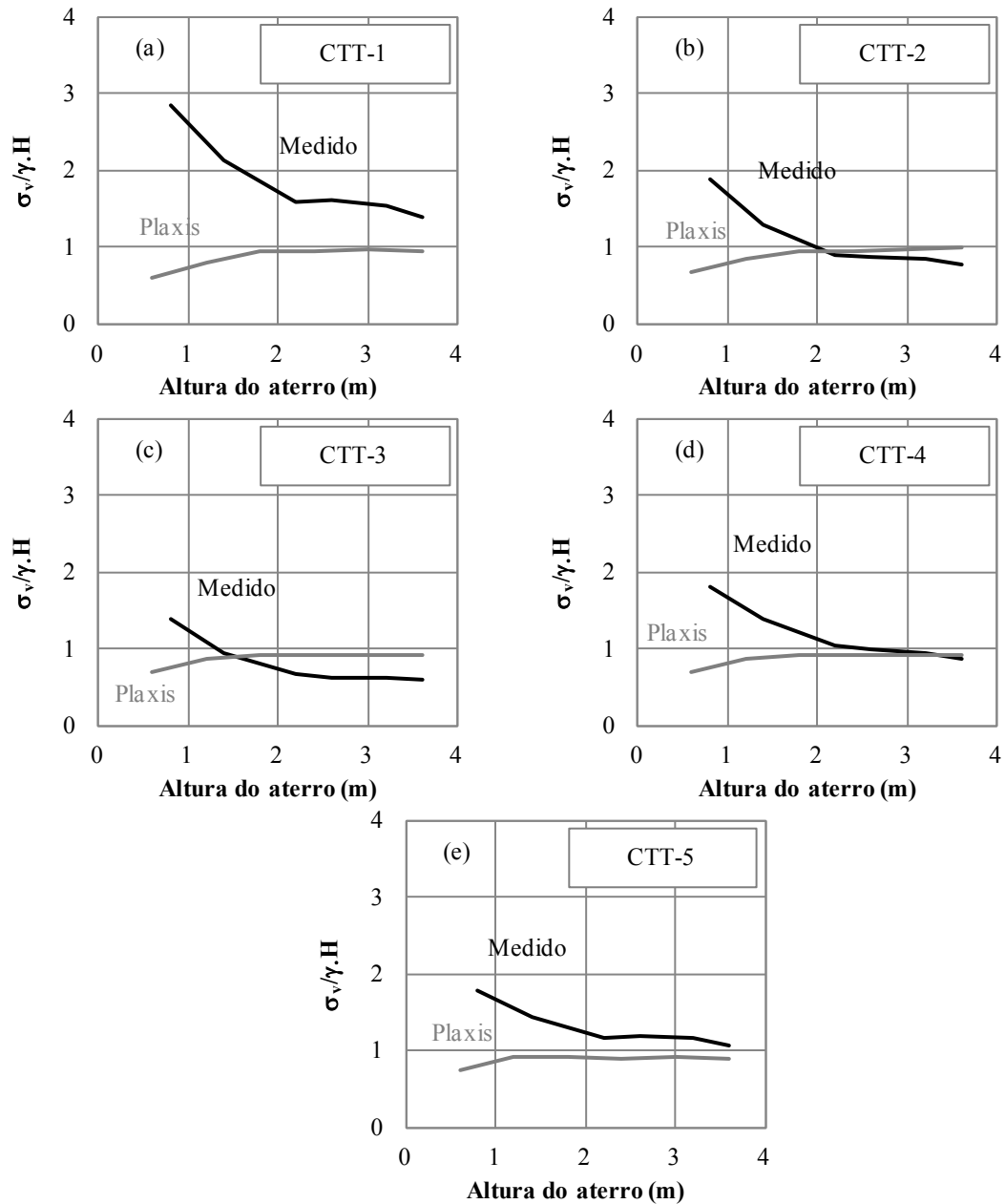


Figura 5.2. Comparação das tensões verticais totais durante a construção do Muro 1, a partir da simulação sem deslocamentos prescritos.

Na Fig. 5.3 observa-se que os valores medidos e calculados utilizando-se deslocamentos prescritos apresentam-se também muito divergentes durante a construção das três primeiras camadas do muro, com diferenças entre valores semelhantes ao caso anterior. Nota-se que em ambas as simulações, à medida que se vai alteando o muro, os valores medidos e previstos tendem a se aproximarem.

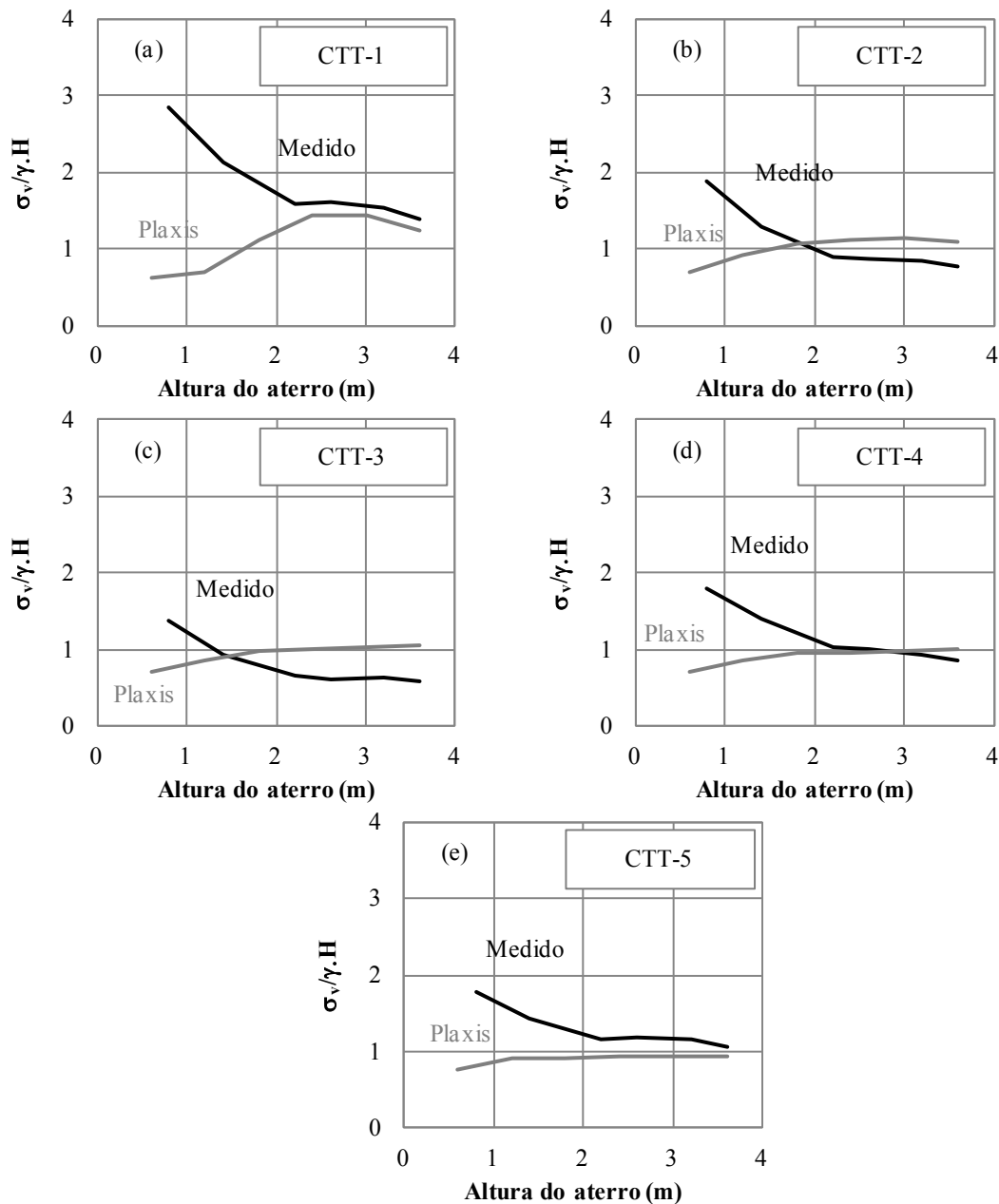


Figura 5.3. Comparação das tensões verticais totais durante a construção do Muro 1, a partir da simulação com deslocamentos prescritos.

As Fig. 5.4 e 5.5 mostram a variação das tensões verticais normalizadas ao longo da base do Muro 1 durante a construção da estrutura. Os valores medidos são apresentados em dias distintos após o final de construção do muro no campo.

Note-se que mesmo após a construção completa do muro, isto é, após a construção da camada seis, as tensões geradas mostram-se insatisfatórias. Pode-se verificar que a diferença média entre valores medidos e previstos chega a 34,5% próxima à face, enquanto que distante desta é de 19,2%, após a construção da sexta camada. Merece destaque que nem mesmo a tendência da curva medida em campo foi representada pelo programa Plaxis.

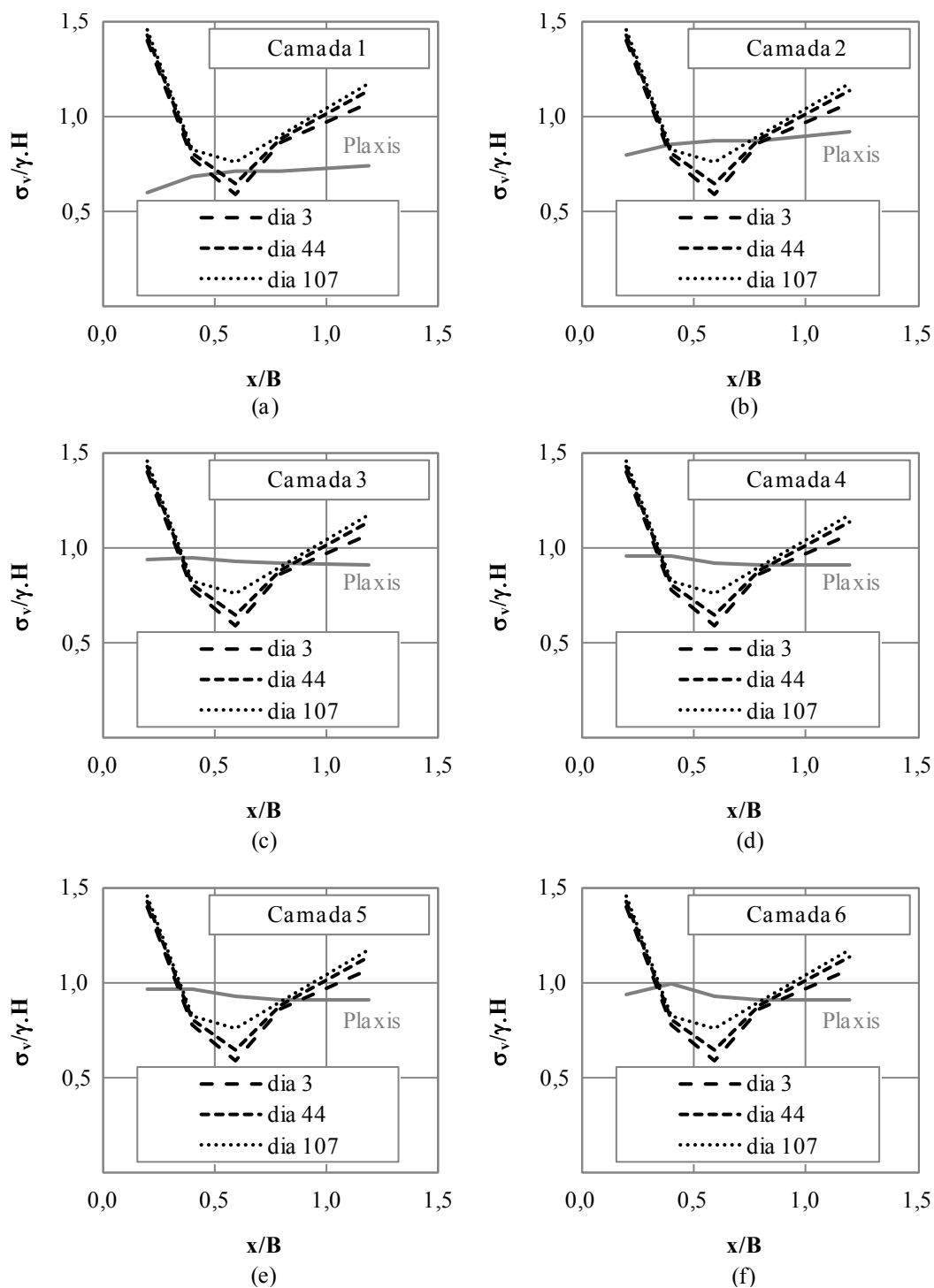


Figura 5.4. Comparações entre valores medidos e calculados de tensão vertical ao longo da base do Muro 1 sem deslocamentos prescritos.

Nota: Os dias apresentados na figura acima correspondem às seguintes datas: Dia 03: 01/08/2009; Dia 44: 11/09/2009 e Dia 107: 13/11/2009.

Na Fig. 5.5 observa-se que conforme o maciço é alteado, em geral as previsões obtidas utilizando-se deslocamentos prescritos aproximam-se das medições de campo nos pontos próximo e distante da face, além de que a tendência da curva obtida nessa simulação é mais semelhante às curvas de valores medidos. A diferença média verificada próxima e distante da

face corresponde a 12% e 15%, respectivamente, quando se comparam os valores medidos e calculados após a construção da última camada.

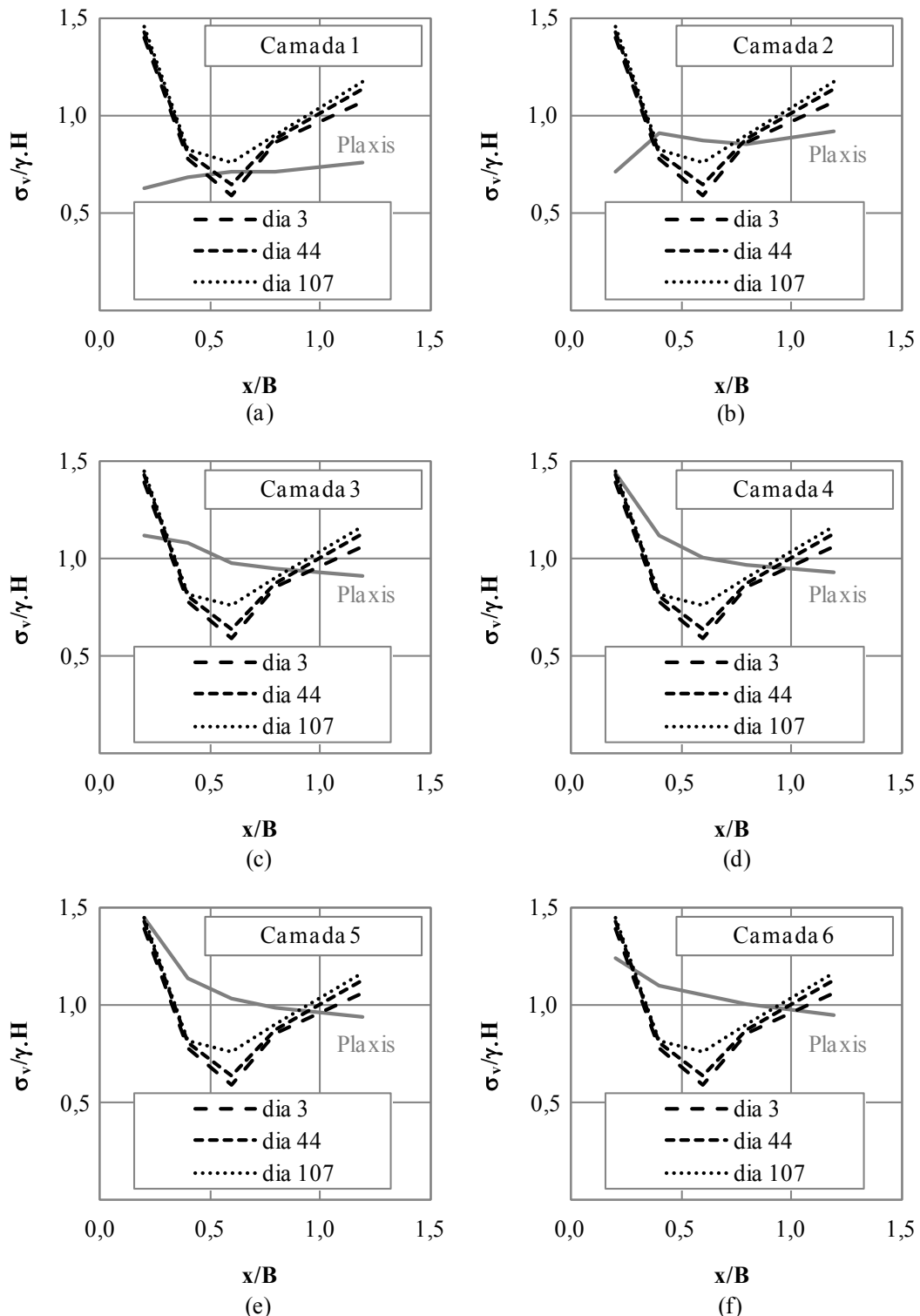


Figura 5.5. Comparações entre valores medidos e calculados de tensão vertical ao longo da base do Muro 1 com deslocamentos prescritos.

Nota: Os dias apresentados na figura acima correspondem às seguintes datas: Dia 03: 01/08/2009; Dia 44: 11/09/2009 e Dia 107: 13/11/2009.

5.2.2.2. TENSÕES HORIZONTAIS TOTAIS NO MACIÇO

A Fig. 5.6 (a) e (b) mostram as comparações entre os valores medidos e calculados de tensão horizontal somente no período de final de construção, uma vez que estas CTT's não resistiram ao primeiro período chuvoso. Os resultados obtidos a partir da simulação feita sem a consideração de deslocamentos prescritos (Fig. 5.6-a) utilizou os valores médios de coesão, ângulo de atrito e peso específico encontrados por (Santos, 2011). Entretanto, na simulação considerando-se deslocamentos prescritos utilizaram-se os valores ajustados dos parâmetros supracitados. Esses valores foram usados nessa simulação, visto que foram os que resultaram em melhores comparações entre valores previstos e medidos.

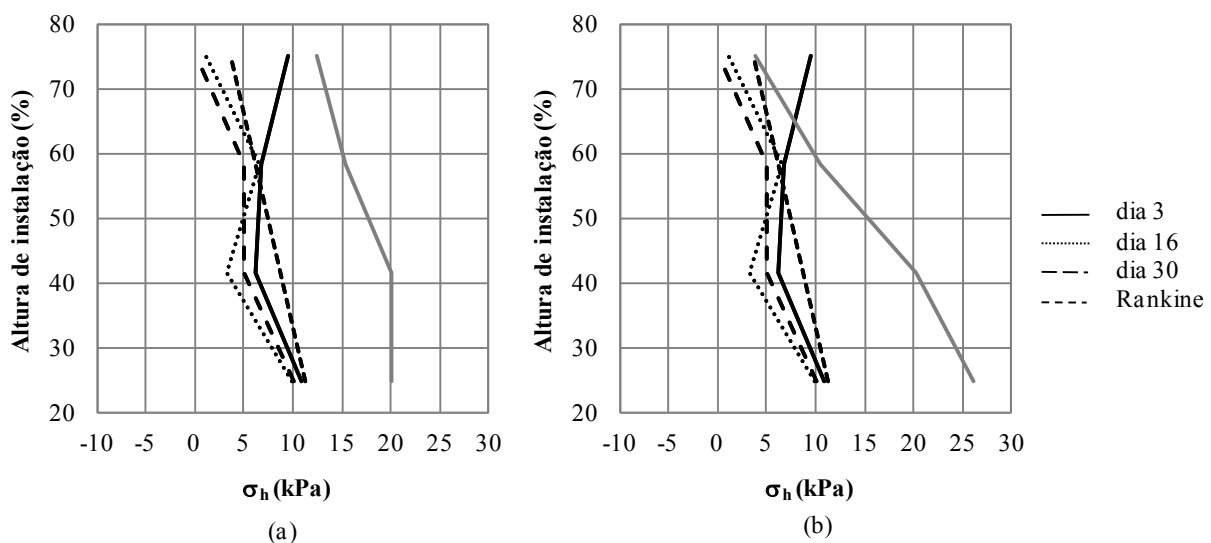


Figura 5.6. Comparação dos valores medidos e calculados de tensões horizontais ao longo da altura do maciço (imediatamente após a região reforçada) (a) sem deslocamentos prescritos e (b) com deslocamentos prescritos.

Observa-se na Fig. 5.6 (a), que os valores de tensão horizontal previstos pela simulação numérica sem deslocamentos prescritos apresentaram-se superestimados em relação aos valores medidos e aos valores previstos pela teoria de Rankine. O mesmo se observa na Fig. 5.6 (b) para o caso com deslocamentos prescritos.

Merece destaque que a alta capacidade (300 kPa) das CTT e a baixa resolução das mesmas podem ter prejudicado as leituras de tensões. Além disso, os parâmetros empregados (a partir de Santos, 2011) foram obtidos de ensaios com 95% do grau de saturação, o que não conduz com a condição de campo.

Na Fig. 5.7 (a) e (b) mostram-se as variações de tensões horizontais ao longo da direção horizontal na camada três. Nota-se que os valores medidos apresentam variações bruscas nas

diferentes CTT, enquanto que a variação prevista pelo Plaxis mostra que a tensão horizontal aumenta uniformemente, à medida que os pontos se afastam da face do muro.

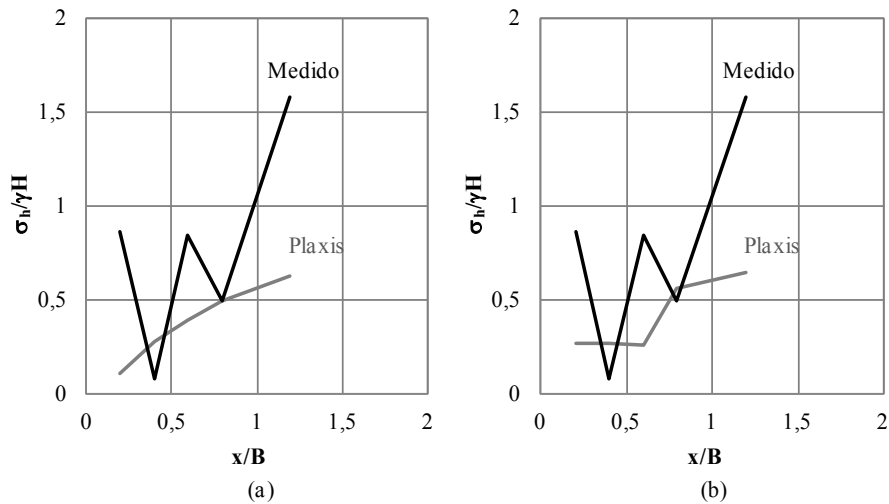


Figura 5.7. Variações da tensão horizontal ao longo da camada 3, no interior do maciço reforçado. (a) sem deslocamentos prescritos e (b) com deslocamentos prescritos.

5.2.3. MOVIMENTOS HORIZONTAIS DO SOLO DE FUNDAÇÃO

A Fig. 5.8 (a) e (b) mostram as comparações entre os deslocamentos horizontais, medidos e calculados, ocorridos ao longo da profundidade do solo de fundação do Muro 1 no período de final de construção, obtidos com as simulações sem e com deslocamentos prescritos, respectivamente. Na Fig. 5.8 (a) se observa que há grande diferença entre valores previstos e medidos, onde a menor diferença foi da ordem de 124%, na profundidade correspondente a 3 m.

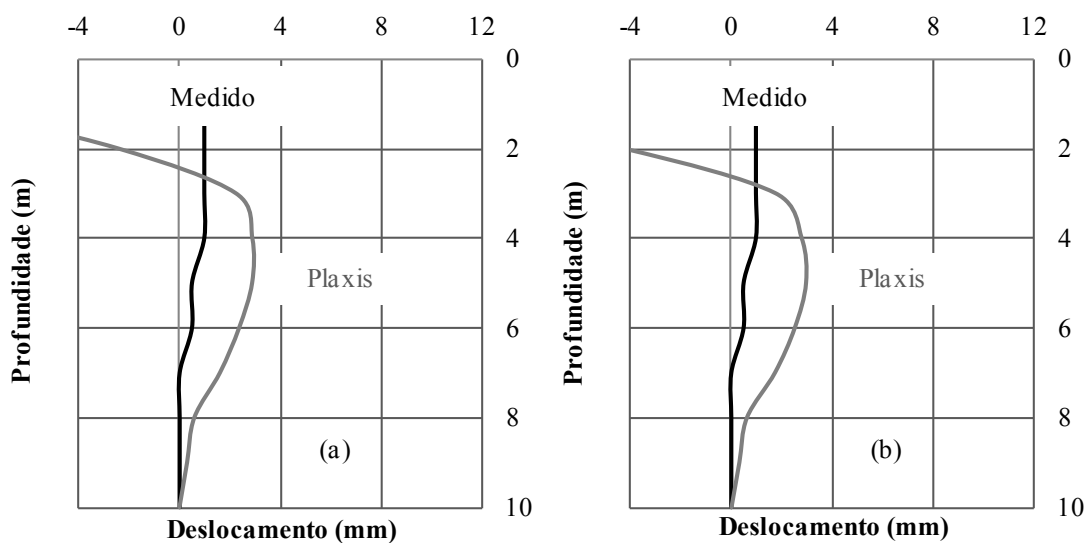


Figura 5.8. Comparação dos valores medido versus calculado de deslocamentos horizontais do solo de fundação do Muro 1 no final de construção. (a) sem deslocamentos prescritos e (b) com deslocamentos prescritos.

Na Fig. 5.8 (b) não se observam diferenças relevantes em relação aos resultados da Fig. 5.8 (a), todavia o deslocamento horizontal correspondente a profundidade de 3 m obtido na simulação com deslocamentos prescritos apresenta diferença em relação ao medido um pouco menor, em torno de 74%, mais ainda alta. Em ambas as simulações o deslocamento horizontal máximo previsto para o solo de fundação foi de 3 mm e ocorreu a 5 m de profundidade, enquanto que no campo o deslocamento horizontal máximo medido foi de 1 mm nos primeiros 4 m de profundidade.

Na Fig. 5.9 (a) faz-se a mesma comparação citada acima, porém para o período denominado antes da inundação. Nessa figura a menor diferença observada foi de 41%, correspondente à profundidade de 3 m. Nas demais profundidades os valores medidos e previstos mostram-se muito diferentes. Ainda nessa figura nota-se também que os valores comparados entre 4 m e 8 m de profundidade mostram-se muito divergentes.

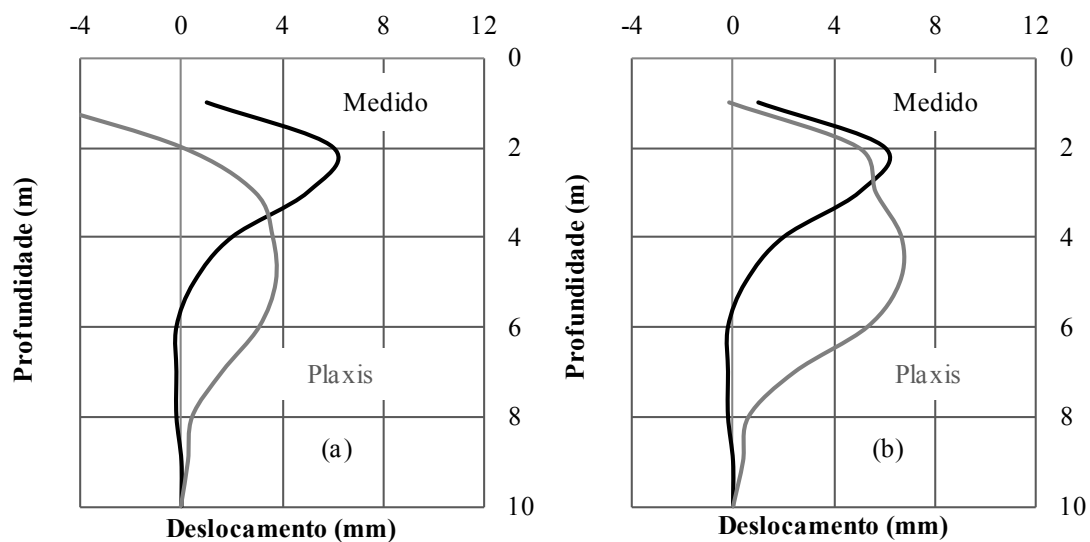


Figura 5.9. Comparação dos valores medido versus calculado de deslocamentos horizontais do solo de fundação do Muro 1 antes do período de inundação induzida (a) sem deslocamentos prescritos e (b) com deslocamentos prescritos.

Na Fig. 5.9 (b) observa-se que com a consideração de deslocamentos prescritos obtidos em campo no período antes da inundação e variando-se em 25% os valores de C_c (índice de compressão) das camadas do solo de fundação obtidos por Guimarães (2002), a diferença entre valores previstos e medidos diminuiu bastante nos três primeiros metros de profundidade. Note-se que a partir de 3m de profundidade os valores medidos e previstos divergem bastante. Nessa simulação obteve-se um deslocamento horizontal máximo em torno de 6,5 mm a 4,5 m de profundidade, enquanto que o deslocamento horizontal máximo medido em campo foi de 6 mm, mas a 2 m de profundidade.

Os deslocamentos previstos a partir de 3 m de profundidade poderiam se aproximar dos medidos no campo, se a inundação fosse considerada até os 3 m de profundidade. Todavia, não há certeza sobre até qual profundidade a inundação ocorre no campo.

Na Fig. 5.10 observa-se que com a consideração de deslocamentos prescritos obtidos em campo no período após a inundação e variando-se em 25% os valores de C_c (índice de compressão) das camadas do solo de fundação obtidos por Guimarães (2002), as diferenças entre previsão e medidas são bastante grandes, embora os deslocamentos horizontais máximos sejam próximos.

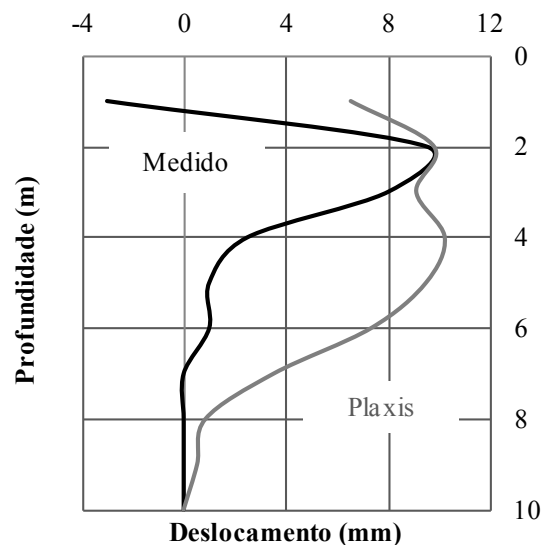


Figura 5.10. Comparação dos valores medido versus calculado de deslocamentos horizontais do solo de fundação do Muro 1 após período de inundação induzida.

Acredita-se que a grande divergência apresentada entre os valores medidos e calculados se deveu às características de anisotropia, não saturação, cimentação e desestruturação do solo local, que não podem ser previstas com o modelo constitutivo utilizado nas simulações numéricas, além de simplificações adotadas nas análises. Cordão Neto *et al.* (2011) apresentaram a formulação de um novo modelo constitutivo denominado “Modelling Anisotropic Destructured Unsaturated Soils” (MADUS) capaz de prever tais características por meio de poucos parâmetros. Possivelmente, a utilização de modelos desse tipo pode levar a previsões mais acuradas.

5.2.4. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA FACE

A Fig. 5.11 (a) e (b) e a Fig. 5.12 (a) a (c) apresentam os perfis da face do Muro 1 com as posições das fôrmas (linhas tracejadas) nas seis camadas que compõem o maciço no final de construção (a), antes da inundação (b) e após a inundação (c), além de apresentarem as

comparações entre os valores medidos e calculados de deslocamentos horizontais. A Fig. 5.11 apresenta os resultados obtidos na simulação sem a consideração de deslocamentos prescritos e a Fig. 5.12 mostra os resultados obtidos na simulação com deslocamentos prescritos.

Na Fig. 5.11 (a) verifica-se que a maior diferença entre valores medidos e calculados foram observadas nas camadas 2 e 3 do maciço. As diferenças entre resultados no meio das camadas dois e três foram de 28% e 20,3%, enquanto que nas demais camadas observam-se diferenças entre os valores medidos e previstos entre 6,1% e 11,4%.

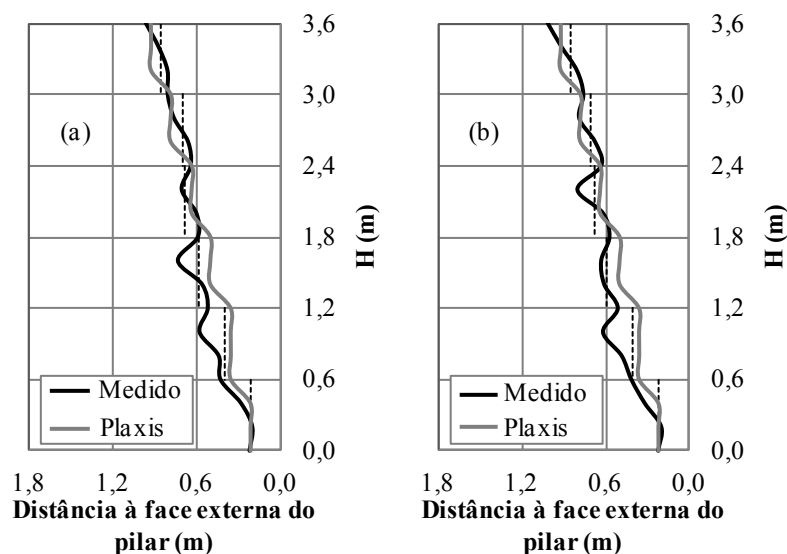


Figura 5.11. Comparação dos perfis da face do Muro 1 sem deslocamentos prescritos. (a) final de construção, e (b) antes da inundaç o induzida.

Na Fig. 5.11 (b) verifica-se tamb m que a maior diferen a entre valores medidos e calculados para a situa o antes da inunda o induzida foi observada nas camadas 2 e 3 do maci o.

Para a situa o com deslocamentos prescritos, pode-se observar na Fig. 5.12 (a) que a maior diferen a entre valores medidos e calculados tamb m ocorreu nas camadas 2 e 3 do maci o. As diferen as entre deslocamentos previstos e medidos no meio das camadas dois e tr s foram de 32,2% e 27,1%, enquanto que nas demais camadas variaram entre 0,4% e 7,8%. Vale ressaltar que, no campo, a presen a de pedregulhos na face do muro propiciou uma superf cie bastante irregular.

Na Fig. 5.12 (b) verifica-se que para a situa o antes da inunda o induzida a maior diferen a entre valores medidos e calculados ocorreu nas camadas 2 e 3 do maci o, o mesmo se verificando para a condi o ap s inunda o induzida (Fig. 5.12-c).

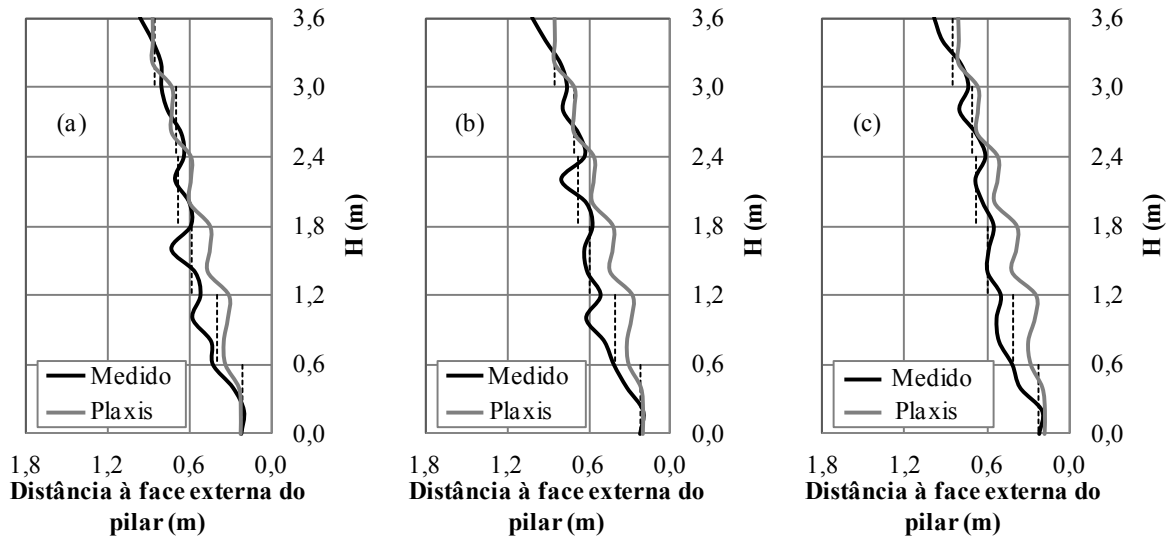


Figura 5.12. Compara o dos perfis da face do Muro 1 com deslocamentos prescritos. (a) final de constru o, (b) antes da inunda o induzida, e (c) ap s a inunda o induzida.

5.2.5. DEFORMA OES NO REFOR O

As Fig. 5.13, 5.14 e 5.15 mostram as deforma es nas geogrelhas ao longo do comprimento das mesmas nas camadas 1, 3 e 5 nos per odos de final de constru o e antes da inunda o, sem a considera o dos deslocamentos prescritos na superf cie do muro. Os valores medidos no campo, por meio de *strain gauges* foram comparados com os valores previstos pelo Plaxis. Observa-se que os valores medidos e calculados aproximam-se muito nessa simula o, apresentando valores baixos. As maiores diferen as verificadas foram pr ximas   face do muro em ambos os per odos, principalmente no per odo antes da inunda o.

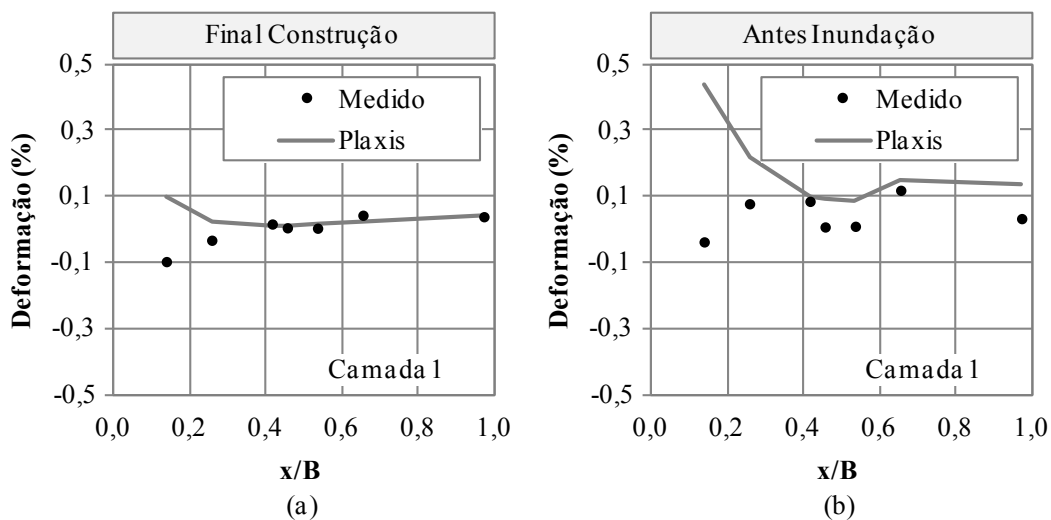


Figura 5.13. Compara o das deforma es na geogrelha ao longo do comprimento na camada 1 sem considera o dos deslocamentos prescritos nos per odos: (a) final de constru o e (b) antes da inunda o.

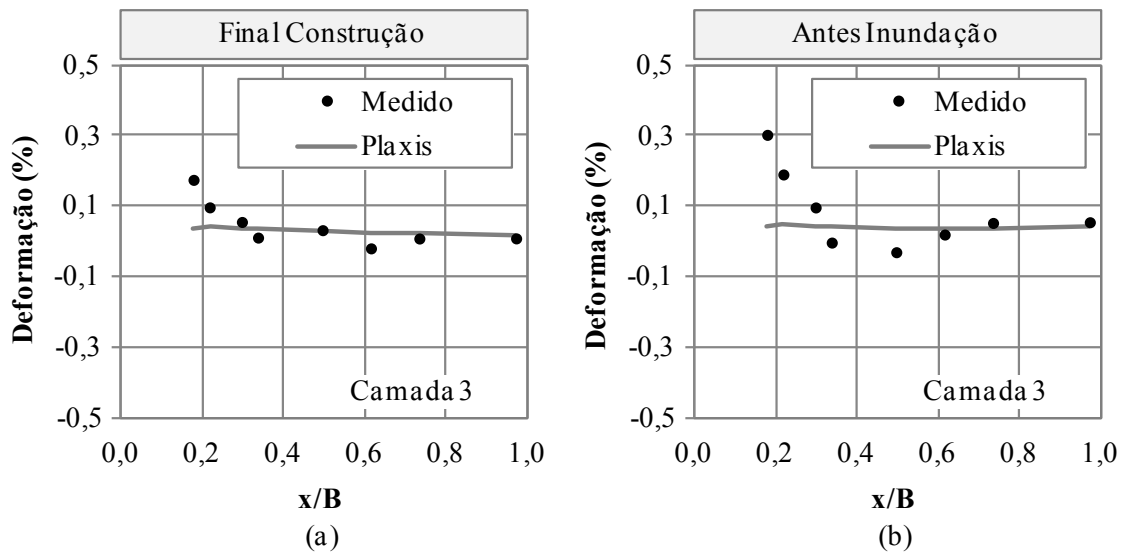


Figura 5.14. Comparação das deformações na geogrelha ao longo do comprimento na camada 3 sem consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.

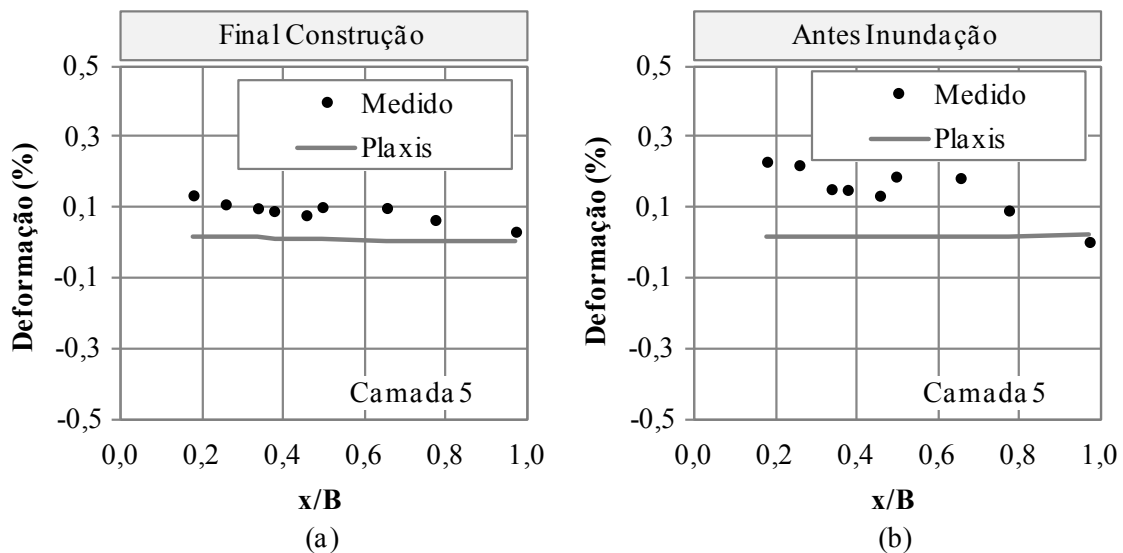


Figura 5.15. Comparação das deformações na geogrelha ao longo do comprimento na camada 5 sem consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.

As Fig. 5.16, 5.17 e 5.18 mostram as deformações nas geogrelhas ao longo do comprimento das mesmas nas camadas 1, 3 e 5 nos períodos de final de construção, antes e após a inundação da base do muro, com a consideração dos deslocamentos prescritos na superfície do muro. Os valores medidos no campo por meio de *strain gauges* foram comparados com os valores previstos pelo programa computacional utilizado.

As previsões das deformações para a camada três da geogrelha sugerem que as deformações próximas da face são elevadas, quando comparadas com aquelas distantes da face. Tal fato é

curioso, uma vez que este tipo de reforço não sofre muito a influência do confinamento pelo material de aterro.

Nessa simulação observam-se diferenças significativas com relação à simulação mostrada anteriormente. Observa-se que as previsões de deformações em todas as camadas superestimam os valores medidos no campo, principalmente na região próxima à face. As diferenças entre valores medidos e calculados são maiores para os períodos antes e após a inundação. A máxima diferença observada foi na camada 3 na região próxima à face do muro.

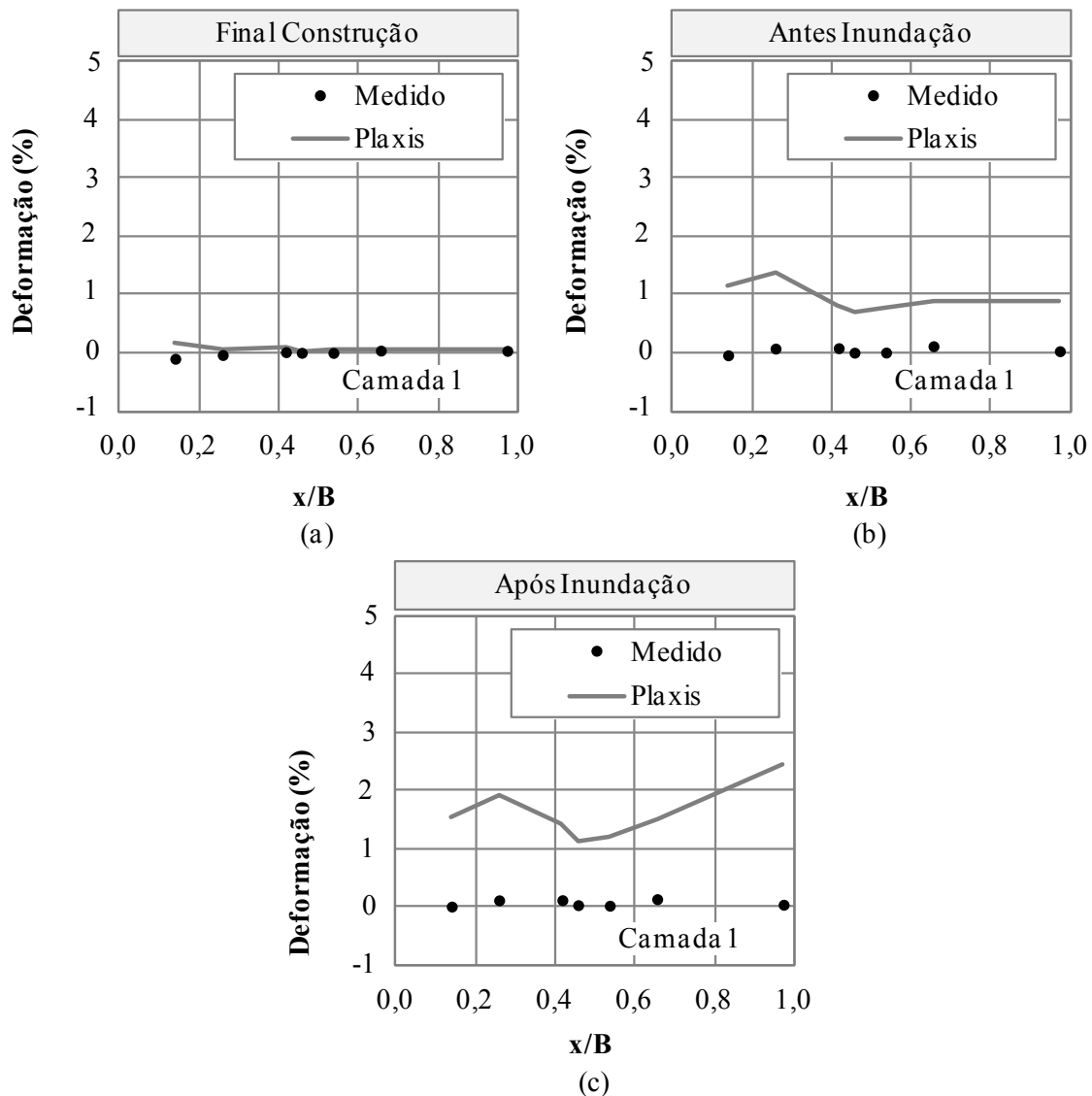


Figura 5.16. Comparação das deformações na geogrelha ao longo do comprimento na camada 1 com consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção, (b) antes da inundação e (c) após inundação.

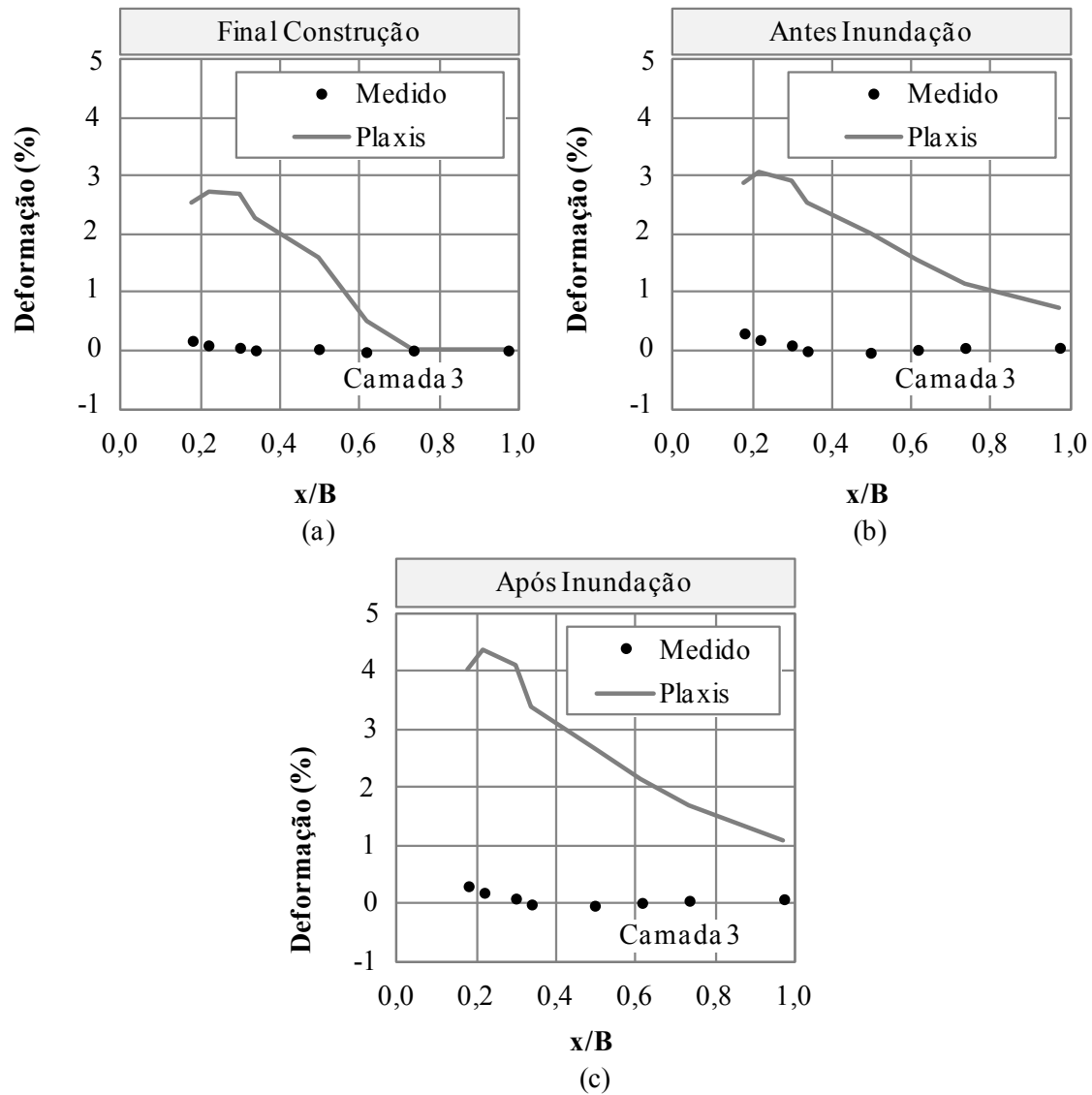


Figura 5.17. Comparação das deformações na geogrelha ao longo do comprimento na camada 3 com consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção, (b) antes da inundação e (c) após inundação.

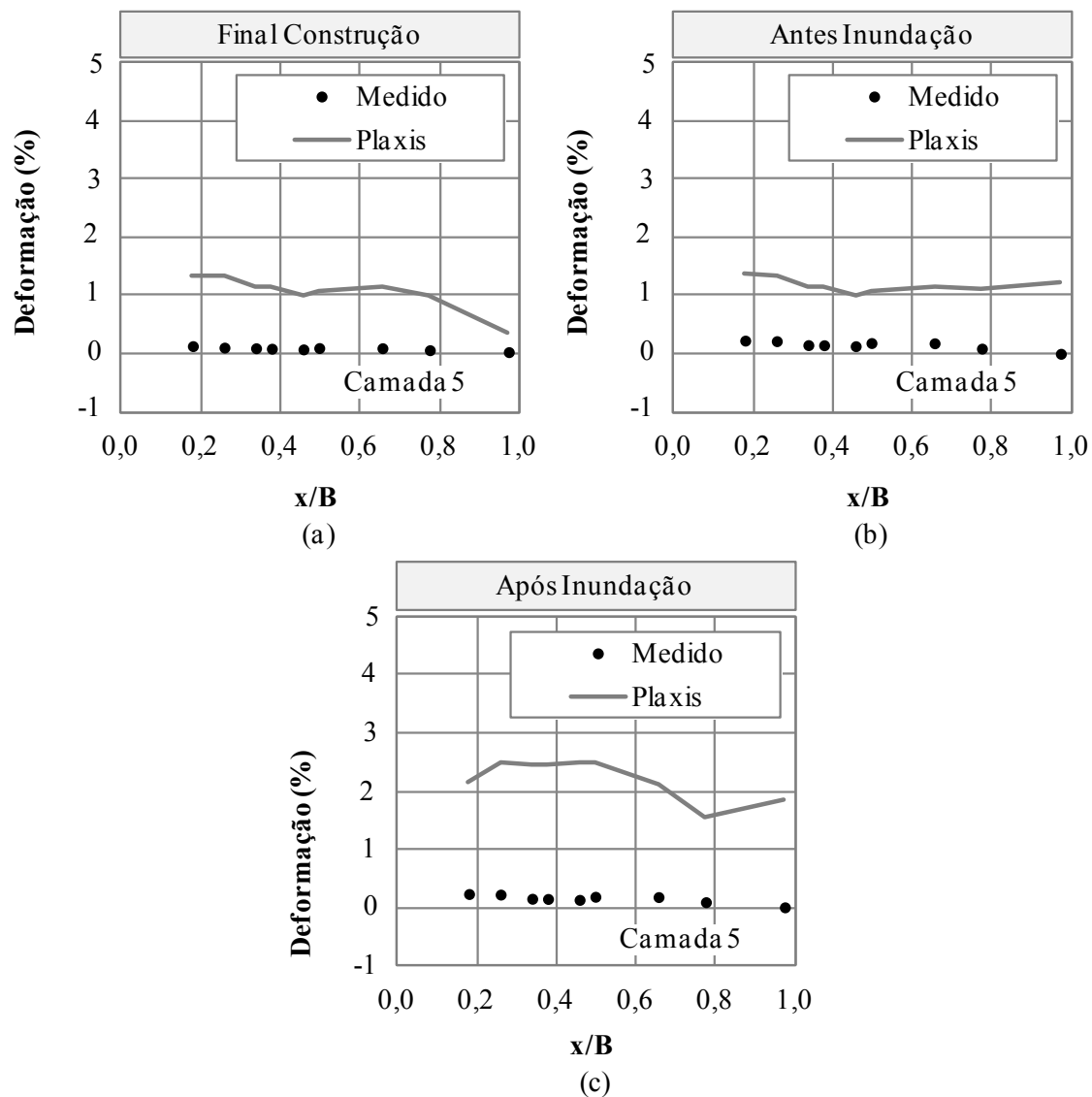


Figura 5.18. Comparação das deformações na geogrelha ao longo do comprimento na camada 5 com consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção, (b) antes da inundação e (c) após inundação.

5.3 SIMULAÇÕES PARA O MURO 2

5.3.1. RECALQUES NA SUPERFÍCIE DO MACIÇO

A Fig. 5.19 (a) e (b) mostram as curvas dos deslocamentos verticais obtidos na superfície do Muro 2 de forma semelhante como foi explicado para o Muro 1. Na simulação sem a consideração de deslocamentos prescritos no topo do maciço, observa-se que o recalque previsto para o período de final de construção é de cerca de 2% de H, além de que os deslocamentos verticais aumentam à medida que os pontos se distanciam da face do muro. No período denominado antes da inundação, o recalque previsto, próximo e distante da face, aumentou pouco, com relação à previsão de final de construção. Tais aumentos foram

inferiores a 1%. Verifica-se também que as previsões numéricas para esse período desviam-se das medições efetuadas em campo, apresentando diferenças, próximo e distante da face, de 0,8 e 0,9%, respectivamente.

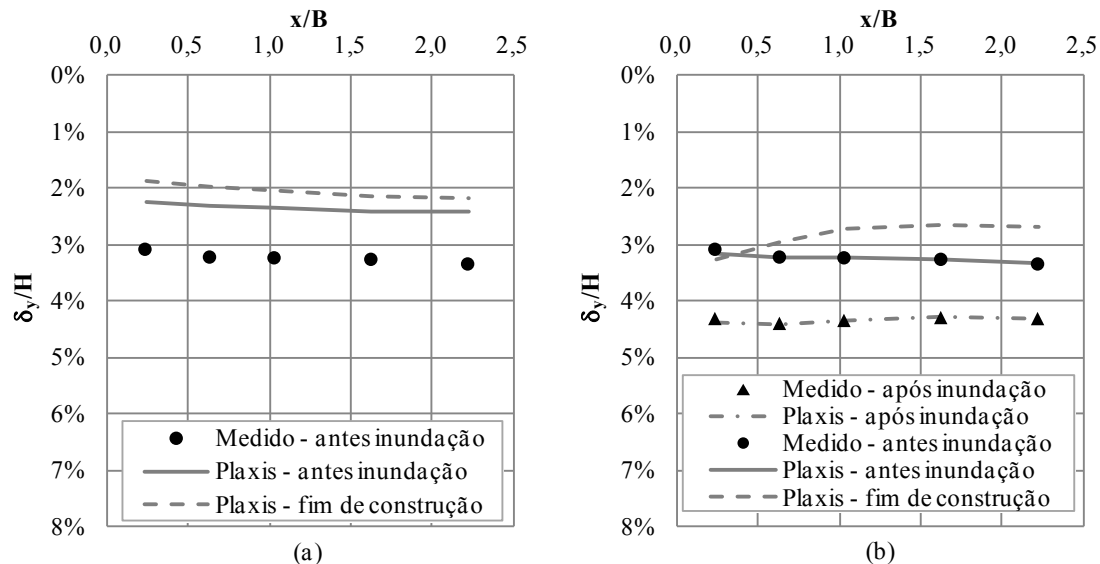


Figura 5.19. Previsão de recalques na superfície do Muro 2. (a) simulação sem deslocamentos prescritos, e (b) simulação com deslocamentos prescritos.

Na simulação com a consideração de deslocamentos prescritos no topo do maciço, observa-se que o recalque previsto para o período de final de construção é em torno de 3% de H, além de que os deslocamentos verticais decrescem à medida que os pontos se afastam da face do muro. Nos períodos denominados antes e após a inundação, os recalques previstos coincidiram com aqueles medidos em campo, uma vez que foram aplicados deslocamentos prescritos correspondentes a estes períodos. O incremento de recalque na superfície do maciço, próximo e distante da face, observado antes da inundação foi em média 0,4%. Nessa simulação foi possível analisar o período após a inundação. O incremento de recalque observado nesse período, com relação ao período antes da inundação foi em torno de 1,2% próximo à face e de 1% distante da mesma.

5.3.2. TENSÕES TOTAIS NO MACIÇO

5.3.2.1. TENSÕES VERTICAIS TOTAIS NO MACIÇO

As Fig. 5.20 e 5.21 apresentam as comparações entre tensões verticais totais normalizadas previstas e medidas durante a construção do Muro 2. Os valores de tensão vertical, mostrados abaixo, correspondem às tensões geradas na base da estrutura (CTT ao longo da base da estrutura).

Na Fig. 5.20, observa-se que os valores medidos e calculados apresentam-se muito divergentes durante a construção das três primeiras camadas do muro, com diferença entre valores variando entre 20% e 45%. Entretanto, as comparações são melhores para alturas superiores a 2 m, na maioria dos casos.

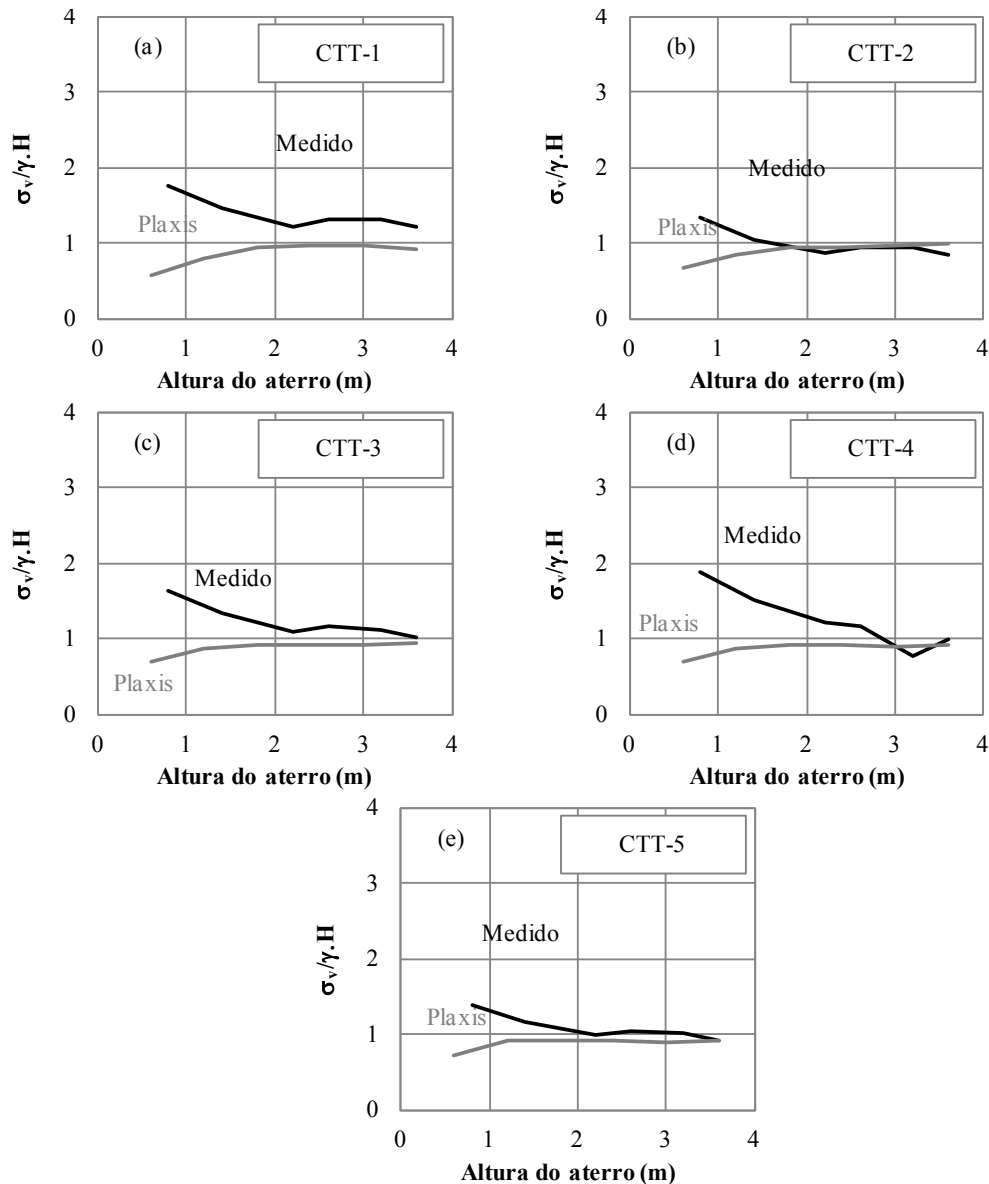


Figura 5.20. Comparação das tensões verticais totais durante a construção do Muro 2, a partir da simulação sem deslocamentos prescritos.

Na Fig. 5.21, observa-se que os valores medidos e calculados utilizando-se deslocamentos prescritos apresentam-se também muito divergentes durante a construção das três primeiras camadas do muro, com diferenças entre valores semelhantes ao caso anterior. Nota-se que em ambas as simulações, à medida que se vai alteando o muro, os valores medidos e previstos tendem a se aproximar. Assim como para o Muro 1, tal ocorrência pode, em parte, ter sido

influenciado pelo lançamento do material de preenchimento durante a construção das estruturas no campo.

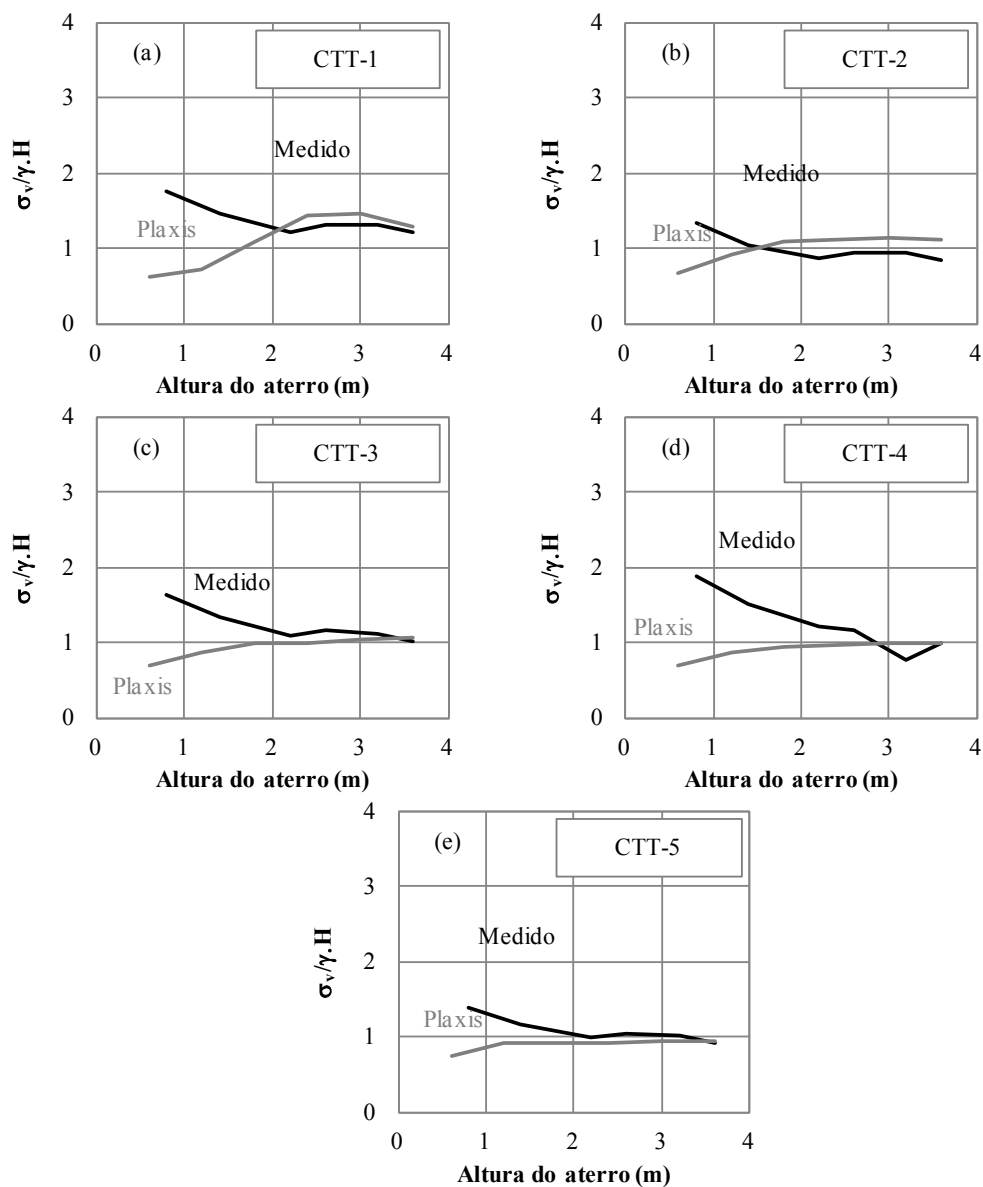


Figura 5.21. Comparação das tensões verticais totais durante a construção do Muro 2, a partir da simulação com deslocamentos prescritos.

As Fig. 5.22 e 5.23 mostram a variação das tensões verticais normalizadas ao longo da base do Muro 2 durante a construção da estrutura. Os valores medidos são apresentados em dias distintos após o final de construção do muro no campo.

Note-se que mesmo após a construção completa do muro, isto é, após a construção da camada seis, as tensões previstas desviam das medidas. Pode-se verificar que a diferença média entre valores previstos e medidos chega a 29% próxima à face, enquanto que distante desta é de

12%, após a construção da sexta camada. Merece destaque que nem mesmo a tendência da curva medida em campo foi representada pelo programa Plaxis.

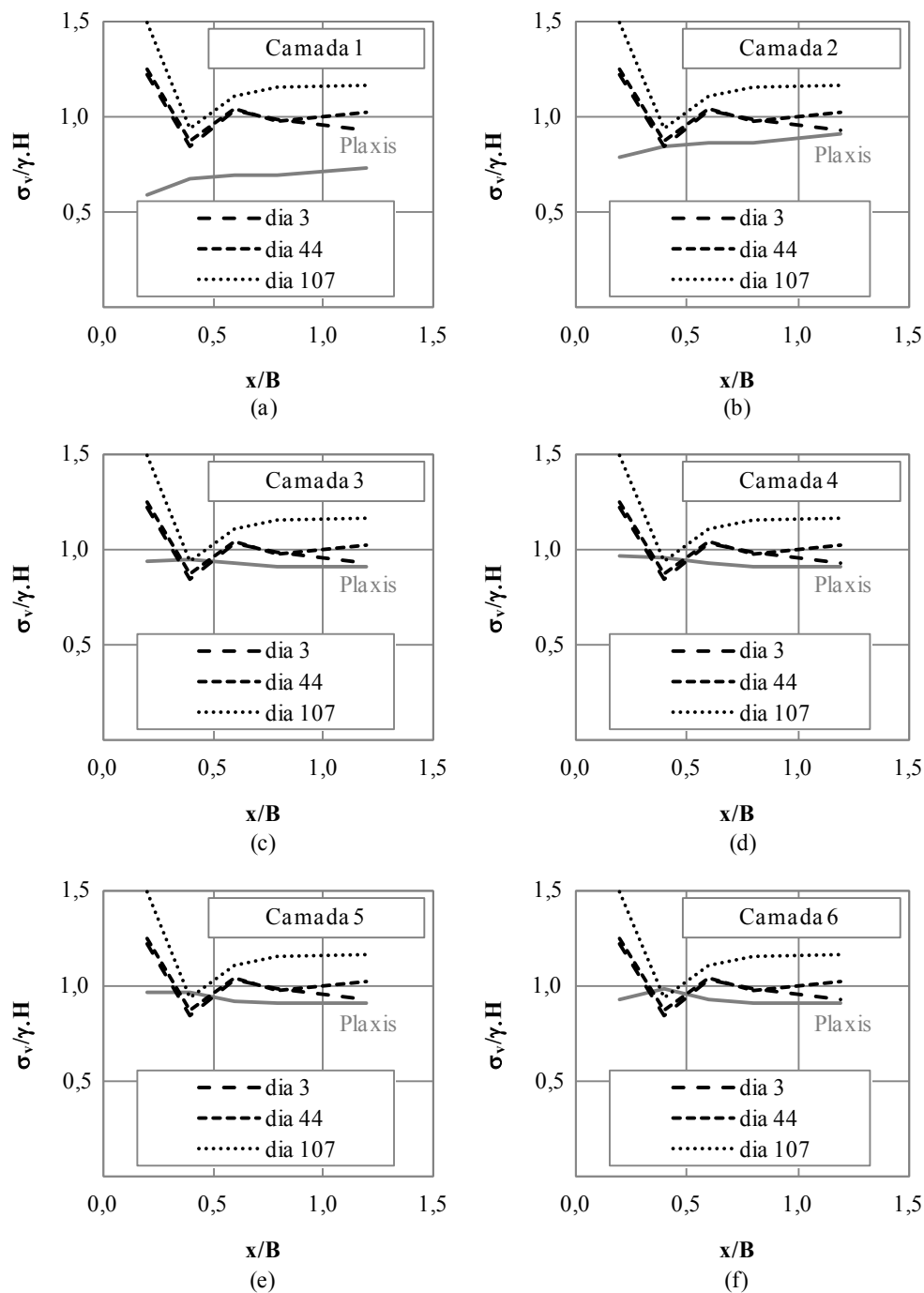


Figura 5.22. Comparações entre valores medidos e calculados de tensão vertical ao longo da base do Muro 2 sem deslocamentos prescritos.

Nota: Os dias apresentados na figura acima correspondem às seguintes datas: Dia 03: 01/08/2009; Dia 44: 11/09/2009 e Dia 107: 13/11/2009.

Na Fig. 5.23 observa-se que, à medida que o maciço é alteado, em geral as previsões obtidas utilizando-se deslocamentos prescritos aproximam-se das medições de campo nos pontos

próximo e distante da face, além de que a tendência da curva obtida nessa simulação é mais semelhante às curvas de valores medidos. A diferença média verificada próxima e distante da face, quando se comparam os valores medidos e calculados após a construção da última camada correspondem a 2% e 8%, respectivamente.

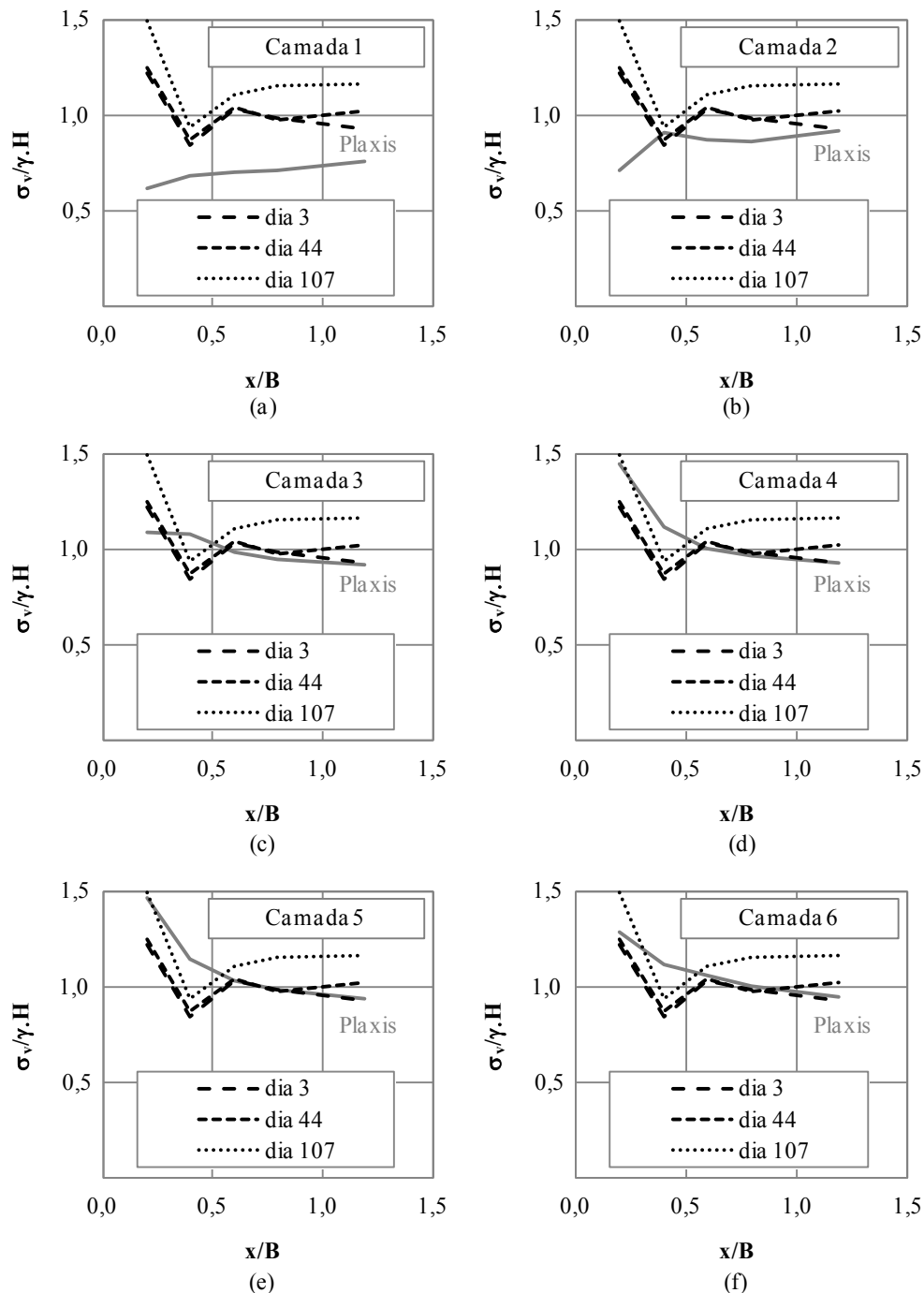


Figura 5.23. Comparações entre valores medidos e calculados de tensão vertical ao longo da base do Muro 2 com deslocamentos prescritos.

Nota: Os dias apresentados na figura acima correspondem às seguintes datas: Dia 03: 01/08/2009; Dia 44: 11/09/2009 e Dia 107: 13/11/2009.

5.3.2.2. TENSÕES HORIZONTAIS TOTAIS NO MACIÇO

A Fig. 5.24 (a) e (b) mostram as comparações entre os valores medidos e calculados de tensão horizontal somente no período de final de construção, de forma similar ao apresentado para o Muro 1 na Fig. 5.6.

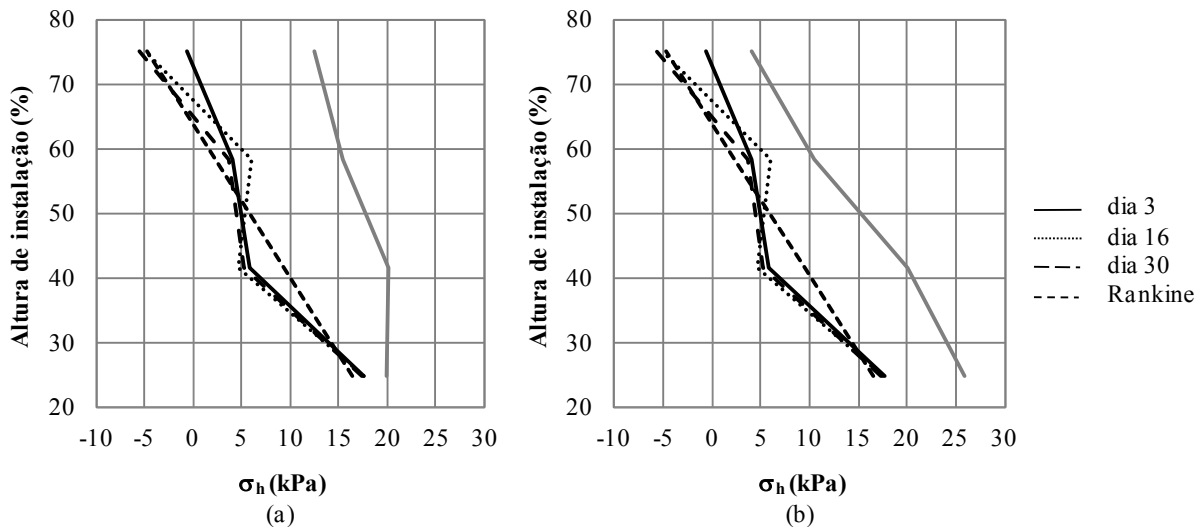


Figura 5.24. Comparação dos valores medidos e calculados de tensões horizontais ao longo da altura do maciço (imediatamente após a região reforçada) (a) sem deslocamentos prescritos e (b) com deslocamentos prescritos.

Observa-se na Fig. 5.24 (a) que os valores de tensão horizontal previstos pela simulação numérica sem deslocamentos prescritos apresentaram-se superestimados em relação aos valores medidos e aos valores previstos pela teoria de Rankine. O mesmo se observa na Fig. 5.24 (b) para o caso com deslocamentos prescritos.

Na Fig. 5.25 (a) e (b) mostram-se as variações de tensões horizontais ao longo da direção horizontal na camada três. Nota-se que os valores medidos apresentam variações bruscas nas diferentes CTT, enquanto que a variação prevista pelo Plaxis mostra que a tensão horizontal aumenta uniformemente, à medida que os pontos se afastam da face do muro.

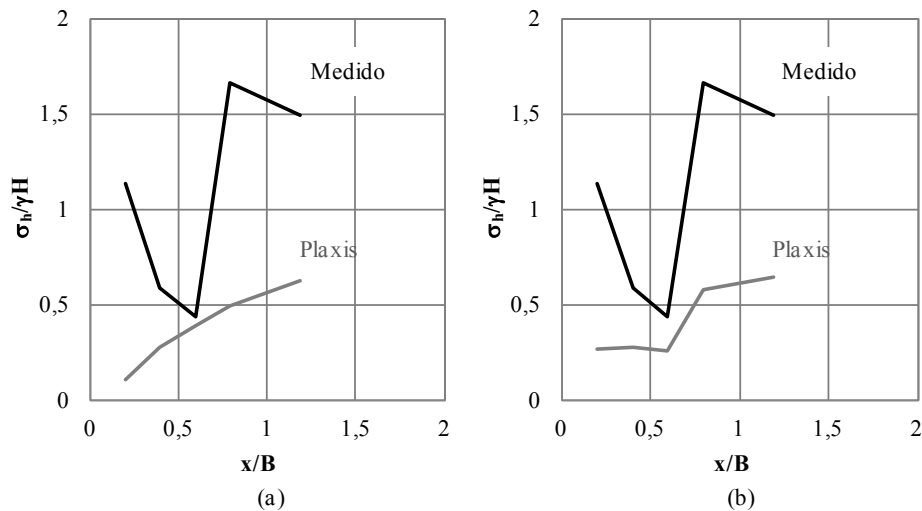


Figura 5.25. Variações da tensão horizontal ao longo da camada 3, no interior do maciço reforçado. (a) sem deslocamentos prescritos e (b) com deslocamentos prescritos.

5.3.3. MOVIMENTOS HORIZONTAIS DO SOLO DE FUNDAÇÃO

A Fig. 5.26 (a) e (b) mostram as comparações entre os deslocamentos horizontais, medidos e calculados, ocorridos ao longo da profundidade do solo de fundação do Muro 2 no período de final de construção, obtidos com as simulações sem e com deslocamentos prescritos, respectivamente. Nas simulações, observa-se que há grande diferença entre valores previstos e medidos. No final de construção em campo, praticamente não se observaram movimentos horizontais do solo de fundação, enquanto que as simulações prevêem deslocamentos horizontais máximos da ordem de 3 mm a 5 m de profundidade.

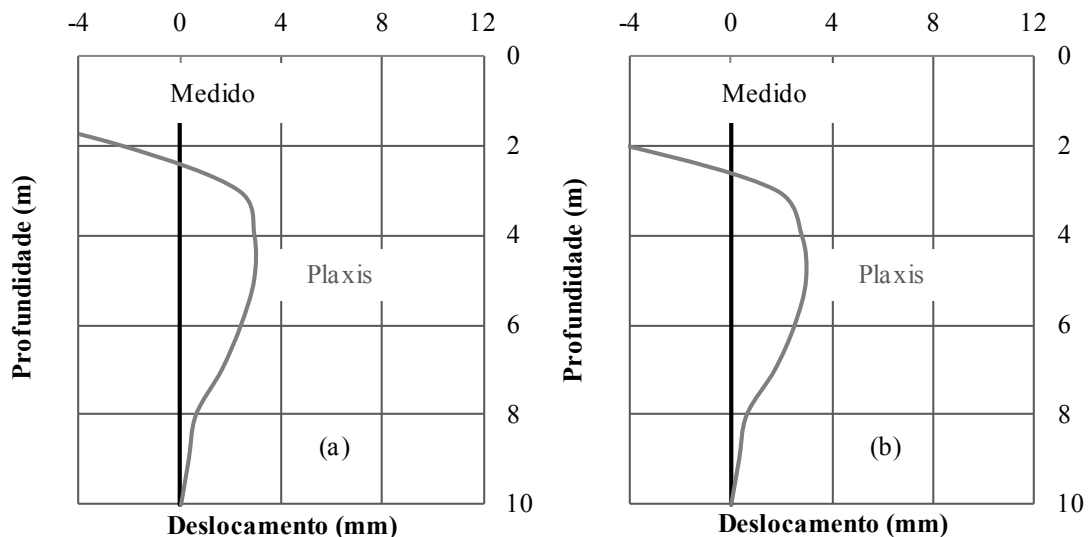


Figura 5.26. Comparação dos valores medido versus calculado de deslocamentos horizontais do solo de fundação do Muro 2 no final de construção. (a) sem deslocamentos prescritos e (b) com deslocamentos prescritos.

Na Fig. 5.27 (a) faz-se a mesma comparação citada acima, porém para o período denominado antes da inundação. Nessa figura foram observadas diferenças de 5% a 98%, dependendo da profundidade considerada.

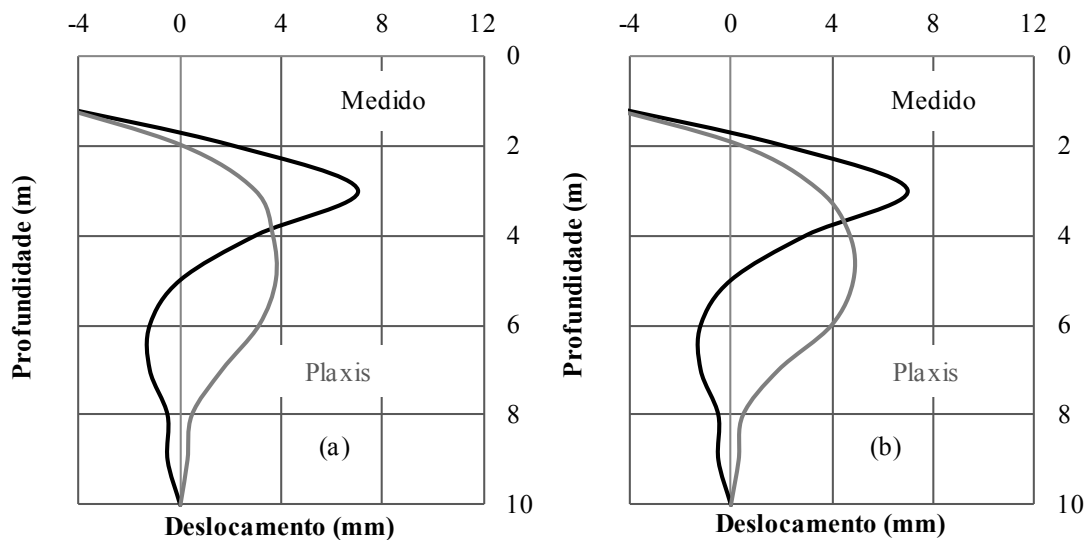


Figura 5.27. Comparação dos valores medido versus calculado de deslocamentos horizontais do solo de fundação do Muro 2 antes do período de inundação induzida (a) sem deslocamentos prescritos e (b) com deslocamentos prescritos.

Na Fig. 5.27 (b) observa-se que com a consideração de deslocamentos prescritos obtidos em campo no período antes da inundação e variando-se em 25% os valores de C_c (índice de compressão) das camadas do solo de fundação obtidos por Guimarães (2002), o deslocamento horizontal máximo observado foi de 5 mm a 4,5 m de profundidade, porém a forma da curva obtida permaneceu a mesma, diferentemente do que aconteceu no Muro 1. Nessa figura foram observadas diferenças de até 82%, dependendo da profundidade considerada. Note-se que a partir de 4 m de profundidade os valores medidos e previstos divergem bastante. Nessa simulação obteve-se um deslocamento horizontal máximo em torno de 5 mm a 5 m de profundidade, enquanto que o deslocamento horizontal máximo medido em campo foi de 7 mm, mas a 3 m de profundidade.

Na Fig. 5.28 observa-se que com a consideração de deslocamentos prescritos obtidos em campo no período após a inundação, o deslocamento horizontal máximo observado foi de 7 mm a 4,5 m de profundidade, enquanto que o deslocamento horizontal máximo medido foi de 9 mm a 3 m de profundidade.

Novamente, verifica-se que a partir de 4 m de profundidade os valores medidos e previstos divergem muito. Acredita-se que as diferenças obtidas nas previsões dos deslocamentos horizontais do solo de fundação devem-se ao mesmo motivo apresentado para o Muro 1.

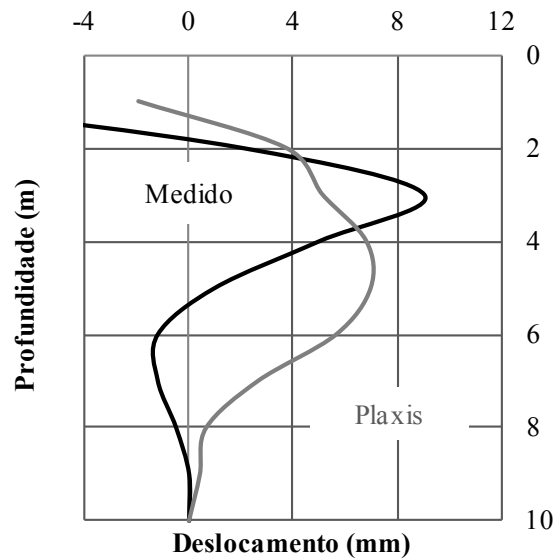


Figura 5.28. Comparação dos valores medido versus calculado de deslocamentos horizontais do solo de fundação do Muro 2 após período de inundação induzida.

5.3.4. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA FACE

A Fig. 5.29 (a) e (b) e a Fig. 5.30 (a) a (c) apresentam os perfis da face do Muro 2 com as posições das fôrmas (linhas tracejadas) nas seis camadas que compõem o maciço no final de construção (a), antes da inundação (b) e após a inundação (c), além de apresentarem as comparações entre os valores medidos e calculados de deslocamentos horizontais. A Fig. 5.29 apresenta os resultados obtidos na simulação sem a consideração de deslocamentos prescritos e a Fig. 5.30 mostra os resultados obtidos na simulação com deslocamentos prescritos.

Na Fig. 5.29 (a) verifica-se que a maior diferença entre valores medidos e calculados foi observada na camada um do maciço. A diferença entre resultados no meio dessa camada foi de 45%, enquanto que nas demais camadas observam-se diferenças entre os valores medidos e calculados entre 3% e 14%.

Na Fig. 5.29 (b) verifica-se também que a maior diferença entre valores medidos e calculados para a situação antes da inundação induzida, foi observada na camada 1 do maciço.

Para a situação com deslocamentos prescritos, pode-se observar na Fig. 5.30 (a) que a maior diferença entre valores medidos e calculados também ocorreu na camada 1 do maciço. A diferença entre deslocamentos previstos e medidos no meio da camada um foi de 54%, enquanto que nas demais camadas as diferenças variaram entre 0% e 12%.

Na Fig. 5.30 (b) verifica-se que para a situação antes da inundação induzida a maior diferença entre valores medidos e calculados também ocorreu na camada 1 do maciço, o mesmo se verificando para a condição após inundação induzida (Fig. 5.24-c).

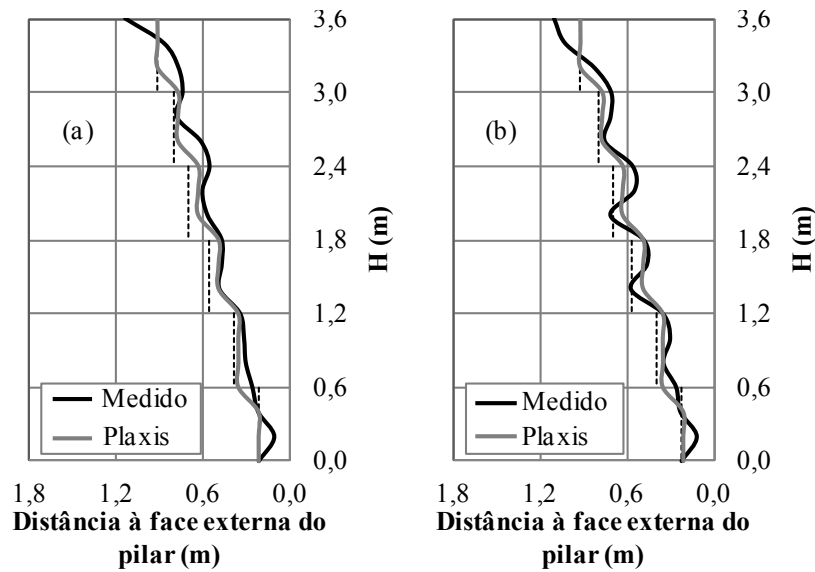


Figura 5.29. Comparação dos perfis da face do Muro 2 sem deslocamentos prescritos. (a) final de construção, e (b) antes da inundação induzida.

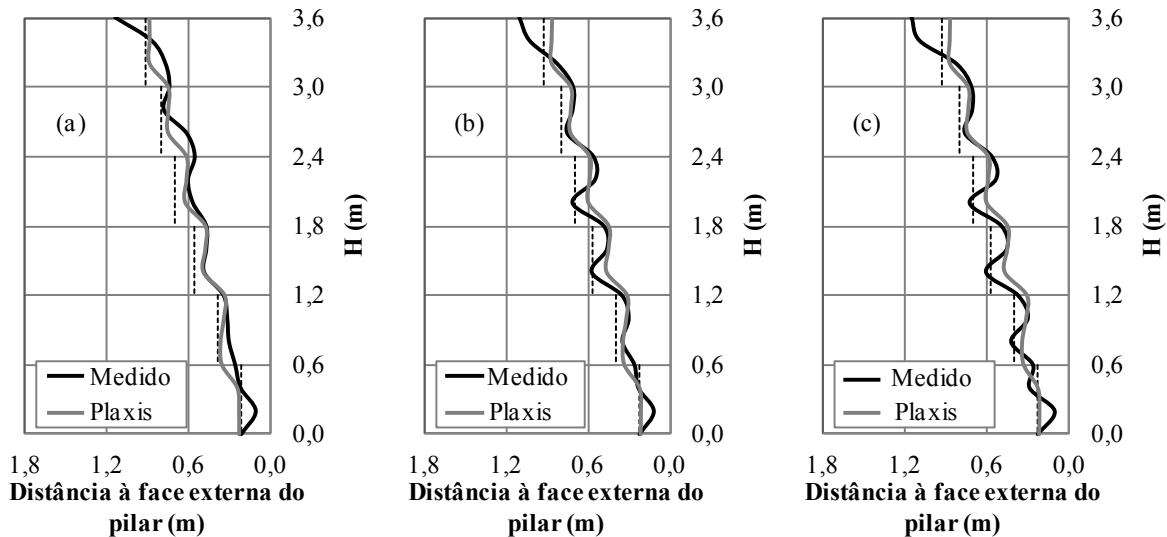


Figura 5.30. Comparação dos perfis da face do Muro 2 com deslocamentos prescritos. (a) final de construção, (b) antes da inundação induzida, e (c) após a inundação induzida.

5.3.5. DEFORMAÇÕES NO REFORÇO

As Fig. 5.31 a 5.35 mostram as deformações no geotêxtil não tecido ao longo do seu comprimento para as camadas 2, 3, 4, 5 e 6 nos períodos de final de construção e antes da inundação, sem a consideração dos deslocamentos prescritos na superfície do muro. Os valores medidos no campo, por meio de *tell tales*, foram comparados com os valores previstos pelo Plaxis. A camada 1 não foi instrumentada.

Observa-se que os valores medidos e calculados apresentam-se com elevadas diferenças nessa simulação, exceto para a camada 2. Nesta camada as maiores diferenças foram verificadas próximas à face. Além disso, a forma da curva prevista é semelhante àquela obtida no campo,

porém subestimando os valores de deformação. Nas demais camadas os valores de deformações previstos são próximos de zero, enquanto as medições no campo indicam que tais valores são bem superiores, principalmente na região próxima à face. Nessas camadas as maiores diferenças entre valores previstos e medidos foram verificadas em pontos próximos à face. A maior diferença observada foi na camada 5 para os períodos de final de construção e antes da inundação. Acredita-se que essas previsões podem ser mais aproximadas às medições de campo, a partir de simulações dos elementos de reforço com rigidezes variando ao longo do seu comprimento.

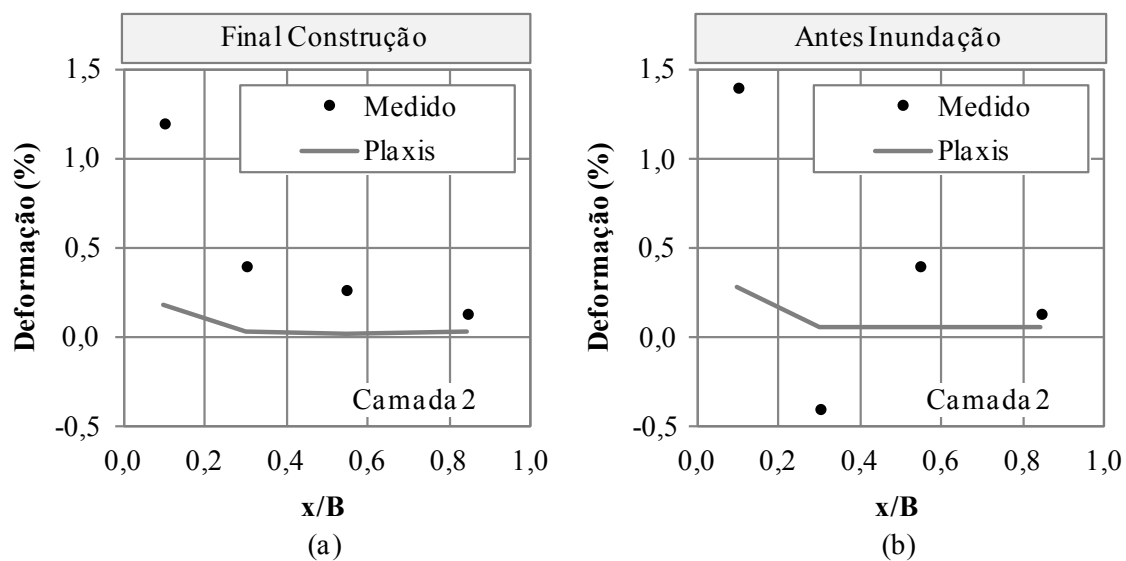


Figura 5.31. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 2 sem consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.

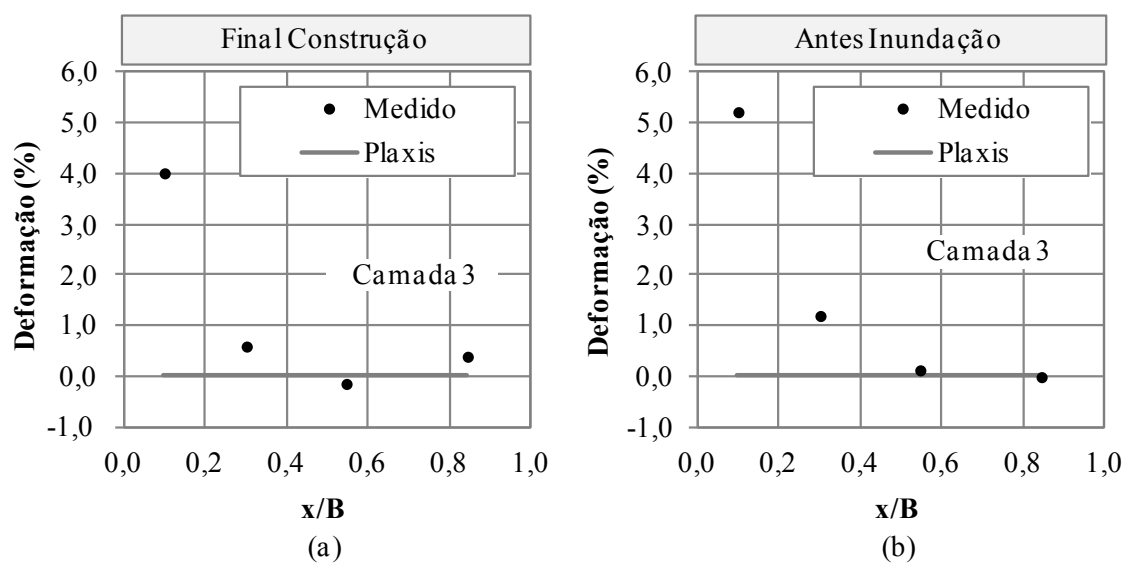


Figura 5.32. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 3 sem consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.

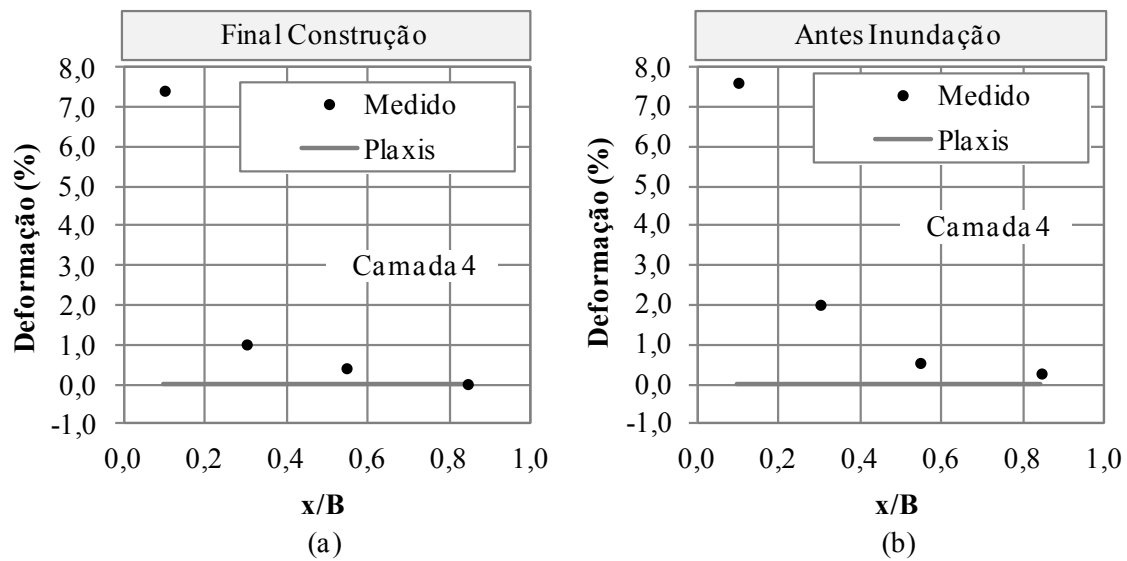


Figura 5.33. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 4 sem consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.

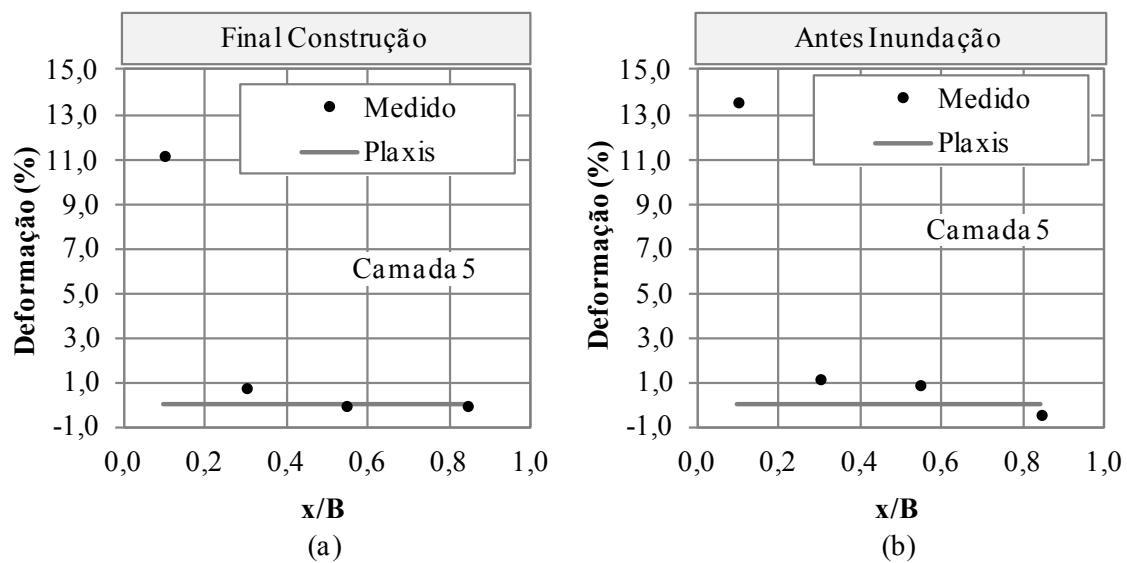


Figura 5.34. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 5 sem consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.

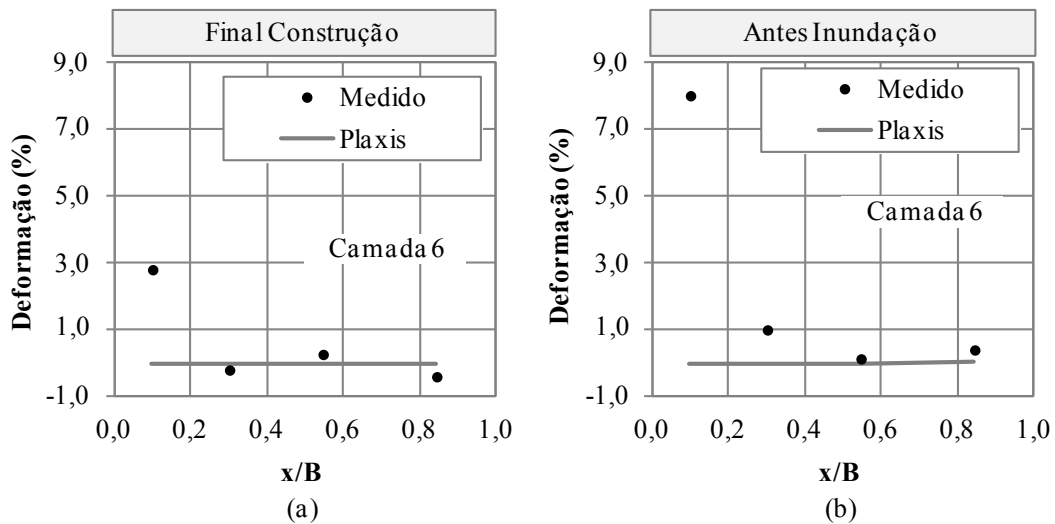


Figura 5.35. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 6 sem consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.

As Fig. 5.36 a 5.40 mostram as deformações no geotêxtil não tecido ao longo do seu comprimento nas camadas 2, 3, 4, 5 e 6 nos períodos de final de construção e antes da inundação da base do muro, com a consideração dos deslocamentos prescritos na superfície do muro. Não foram feitas comparações referentes ao período após a inundação da base da estrutura, uma vez que Santos (2011) não realizou medições de deformações imediatamente após a inundação em campo.

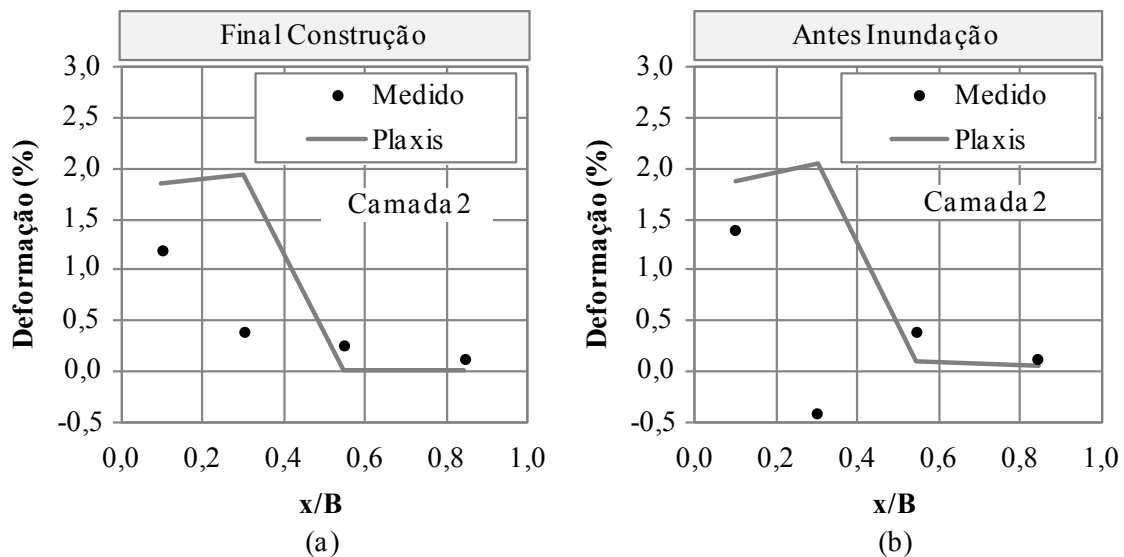


Figura 5.36. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 2 com consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.

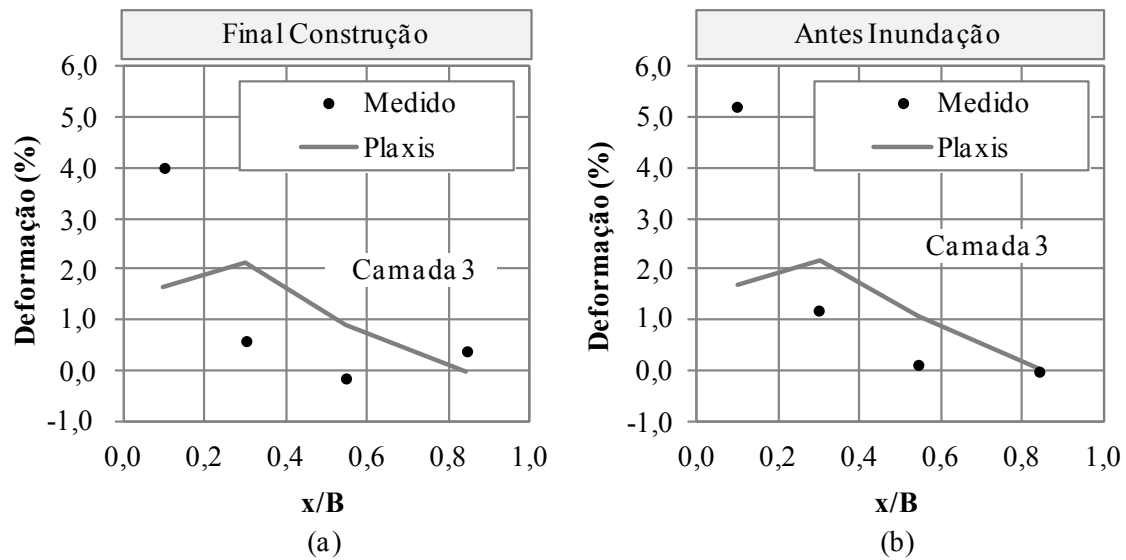


Figura 5.37. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 3 com consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.

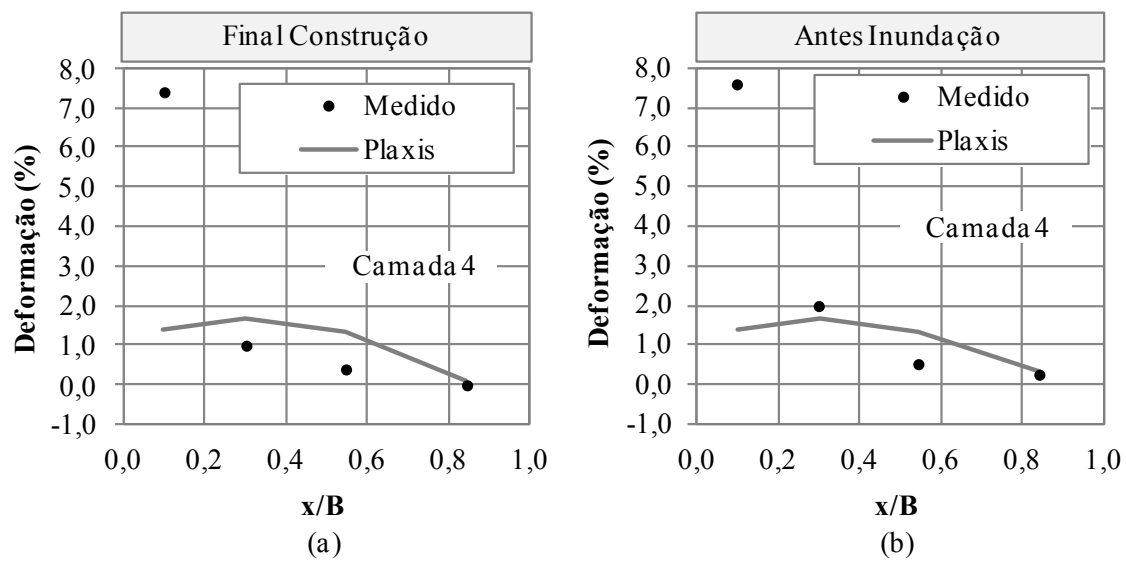


Figura 5.38. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 4 com consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.

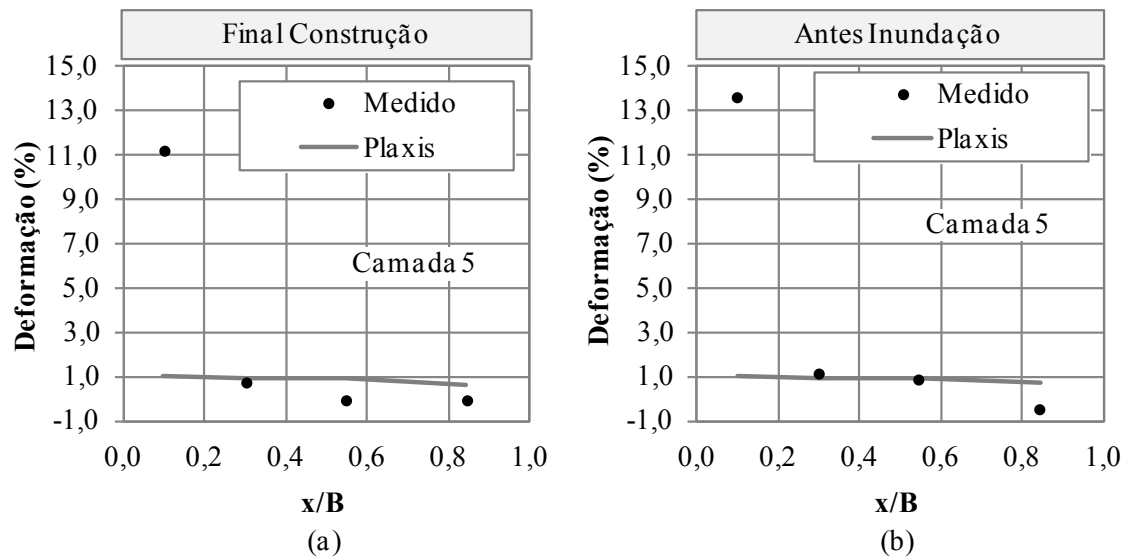


Figura 5.39. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 5 com consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.

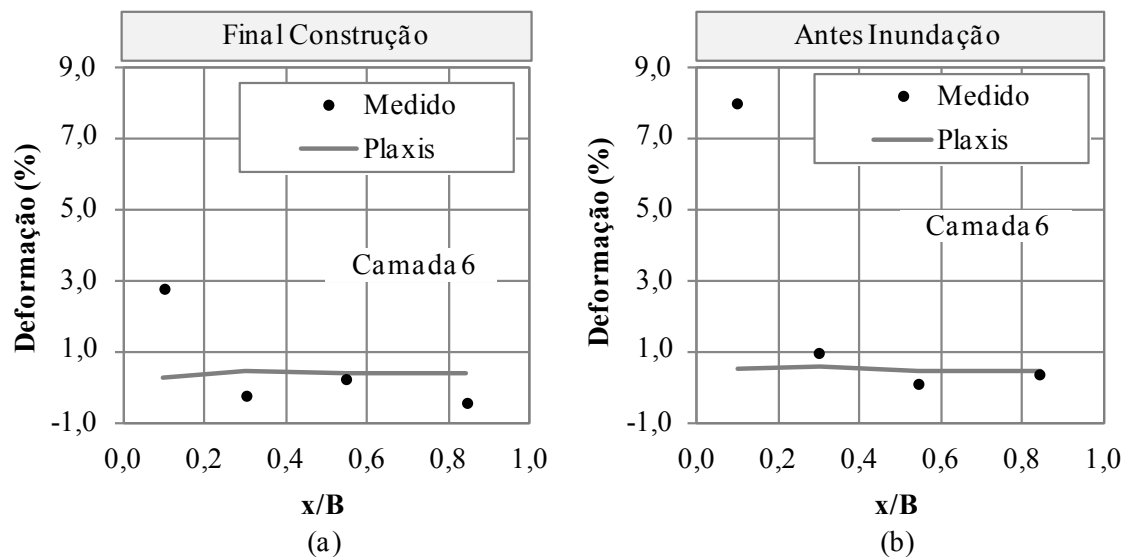


Figura 5.40. Comparação das deformações no geotêxtil não tecido ao longo do comprimento na camada 6 com consideração dos deslocamentos prescritos nos períodos: (a) final de construção e (b) antes da inundação.

Nessa simulação observam-se diferenças no comportamento das deformações, com relação à simulação mostrada anteriormente, embora, no geral, as diferenças sejam menores que na simulação anterior (sem deslocamentos prescritos). Os valores medidos e calculados distantes da face tendem a se aproximar. As maiores diferenças verificadas foram também em pontos próximos à face do muro.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

6.1 CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou a retro-análise de duas estruturas experimentais de solo reforçado com geossintéticos construídas com RCD – R em escala real. Foram realizadas análises numéricas utilizando-se o método dos elementos finitos por meio de dois procedimentos de análise: o primeiro sem a consideração de deslocamentos prescritos na superfície do muro reforçado e o segundo considerando-se tais deslocamentos. Tais análises simularam três períodos distintos: final de construção, antes e após inundação da base dos muros experimentais.

No que se refere aos recalques na superfície do terrapleno, na análise sem a consideração de deslocamentos prescritos verificou-se comportamentos contrários aos observados no campo para a variação dos recalques superficiais ao longo da superfície do terrapleno.

Em ambas as simulações realizadas (sem e com deslocamentos prescritos) os valores previstos de tensão total vertical durante a construção dos muros apresentaram variação entre 6% e 60% nas três primeiras camadas. Entretanto, observou-se melhor concordância à medida que a altura de aterro do muro foi aumentando durante a construção. As comparações entre tensões verticais normalizadas ao longo da base dos muros apresentaram-se mais satisfatórias para o caso onde se considerou os deslocamentos prescritos, uma vez que as previsões aproximam-se das medições de campo nos pontos próximo e distante da face, além de que o padrão de variação nessa simulação foi mais próximo ao dos valores medidos.

Os valores previstos de tensões horizontais totais ao longo da altura dos muros ao final de construção apresentaram-se superestimados em relação aos valores medidos no campo e aos valores previstos pela teoria de Rankine. Ao longo da direção horizontal na camada de reforço nº 3 (aproximadamente a meia-altura do muro), os valores medidos apresentam variações bruscas nas diferentes CTT, enquanto que a variação prevista pela ferramenta computacional aumentou uniformemente, à medida que os pontos se afastam da face dos muros. Tal discrepância entre previsões e medições pode ser devida à influência de elementos graúdos no aterro e à influência do processo executivo nas leituras das células.

Os valores previstos e medidos de deslocamentos horizontais do solo de fundação apresentaram-se muito diferentes em ambas as simulações, principalmente no período de final de construção. Nos demais períodos as maiores diferenças foram verificadas a partir de 3 m de profundidade. Os deslocamentos horizontais máximos previstos para o solo de fundação do Muro 1 nos períodos antes e após inundação mostraram-se superestimados, porém próximos

aos valores medidos em campo. Para o Muro 2 não se obtiveram previsões satisfatórias. Tal fato pode estar associado variabilidade de propriedades do solo de fundação devido à heterogeneidade e anisotropia, o que não é considerado pelo modelo constitutivo utilizado para o solo.

Ambas as abordagens para simulação estimaram satisfatoriamente os deslocamentos horizontais da face dos muros em todos os períodos estudados. As maiores diferenças entre valores medidos e calculados no Muro 1 foram verificadas nas camadas de reforço dois e três. Para o Muro 2 foram observadas maiores diferenças no meio da camada 1 do maciço, porém com maior magnitude do que no Muro 1.

Os valores medidos e calculados de deformações nos reforços do Muro 1 aproximaram-se muito na simulação sem deslocamentos prescritos, apresentando valores baixos. Na simulação com deslocamentos prescritos as previsões superestimaram as medições de campo. As maiores diferenças verificadas ocorreram próximo à face do muro em ambos os períodos. Diferentemente do Muro 1, as previsões de deformações em todas as camadas do Muro 2 superestimaram os valores medidos no campo, principalmente na região próxima à face, devido à influência da não consideração do confinamento pelo material de aterro. As diferenças entre valores medidos e calculados foram maiores, para as situações antes e após a inundação, em relação à situação ao final de construção.

Os resultados das análises sugerem que, na maioria dos casos, a ferramenta numérica, os modelos constitutivos e as técnicas de modelagem utilizadas não foram capazes de levar em conta, de forma apropriada, as influências da complexidade do material de aterro, do reforço e do solo de fundação. A influência do processo construtivo utilizado nos muros experimentais também não foi bem caracterizada pela ferramenta numérica utilizada. Ou seja, a situação modelada é bem mais complexa do que a ferramenta numérica é capaz de analisar. Entretanto, na maioria das situações as previsões numéricas foram conservadoras.

6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com base nos resultados obtidos nesta dissertação podem ser feitas algumas sugestões para pesquisas futuras sobre utilização de materiais alternativos em estruturas de solo reforçado com geossintéticos:

- simular o material de aterro em RCD – R com um modelo constitutivo mais sofisticado;
- utilizar um modelo constitutivo mais realístico para simular os reforços geossintéticos, uma vez que o Plaxis utiliza o modelo elástico linear para esse material. Tal modelo

não é apropriado para o comportamento carga-deformação de geotêxteis não tecidos sob condições de confinamento;

- utilizar outra ferramenta computacional capaz de simular a infiltração de água no solo poroso de fundação, de forma mais acurada, acoplada ao processo de colapso desse solo;
- simular o solo colapsível sob os muros experimentais com um modelo constitutivo capaz de levar em conta anisotropia. Acredita-se que com isso possa-se melhorar a acurácia das previsões dos deslocamentos horizontais do solo de fundação;
- realizar análises paramétricas dos muros estudados nesta dissertação, a fim de avaliar fatores como a influência das propriedades do material de aterro, rigidez à tração e espaçamentos entre os reforços, dentre outros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials* (2002). *Standard specification of highway bridges*. 17th ed. Washington.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12.824: Geotêxteis – Determinação da resistência à tração não-confinada – Ensaio de tração de faixa larga. 5 p. Rio de Janeiro, 1993.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12.553: Geossintéticos – Terminologia. 3 p. Rio de Janeiro, 2003.
- Abramento, M. (1998). Geossintéticos em estruturas de contenção e taludes íngremes – I. Curso sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente. Instituto de Engenharia, São Paulo, 32p.
- 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.
- 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. Foz do Iguaçu.
- 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. São Paulo, SP, Brasil, 155 p.
- Araújo, G. L. S. (2009). Estudo em Laboratório e em Campo de Colunas Granulares Encamisadas com Geossintéticos. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF, Brasil, 143 p.
- 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.
- Azambuja, E. & Strauss, M. (1999). Casos históricos de sistemas de contenção em solo reforçado com geossintéticos no Rio Grande do Sul – Brasil. In: Simpósio Sul-Americano de Geossintéticos, 1.; Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, 3., 1999, Rio de Janeiro. *Proceedings...* Rio de Janeiro, 1999. p. 387-394.
- 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.
- Bartos, M. J. (1979). 101 uses for earth reinforcement. *Civil Engineering, ASCE*, January: 51-57.
- Bathurst, R. J., & Hatami, K., (1998). Seismic response analysis of a geosynthetic reinforced soil retaining wall. *Geosynthetics International* 5 (1–2), 127–166.

- Bathurst, R. J.; Nernheim, A., Walters, D.L., Allen, T.M., Burgess, P. & Saunders, D.D. (2009). Influence of reinforcement stiffness and compaction on the performance of four geosynthetic-reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, 16, No. 1, pp. 43-59.
- Becker, L. D. B. (2006). Comportamento de Geogrelhas em Muros de Solo Reforçado e em Ensaios de Arrancamento. Tese de Doutorado – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 322f.
- Benjamin, C. V. S. (2006). Avaliação Experimental de Protótipos de Estruturas de Contenção em Solo Reforçado com Geotêxtil. Tese de Doutorado – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 326f.
- Bergado, D. T.; Chai, J. C.; Abiera, H. O.; Afaro, M. C. & Balasubramaniam, A. S. (1993). Interaction between cohesive-frictional soil and various grid reinforcements. *Geotextiles and Geomembranes Journal*, Amsterdam, v. 12, p. 327-349.
- Briançon, L.; Girard, H.; Poulain, D. (2002). Slope stability of lining systems - Experimental modelling of friction at geosynthetic interfaces. *Geotextiles and Geomembranes* vol. 20 (3), 147 e 172.
- Brindley, G. W. & Kantey, B. A. (1961). Collapsible grain structure in residual granite soils in Southern Africa. *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, 1, 611-614.
- Brinkgreve, R. B. J. & Vermeer, P. A., (1998). PLAXIS 7.2 – Finite Element Code for Soil and Rock Analysis. Rotterdam. Netherlands. 482 p.
- BS 8006. (1995). Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. *British Standard Institution* (BSI). London. 162 p.
- Bueno, B. S. & Villar, O. M. (2004). Propriedades, Ensaios e Normas. Capítulo 3 do Manual Brasileiro de Geossintéticos/ Coordenador José Carlos Vertematti. São Paulo. Editora Edgard Blüncher. p. 27-62.
- Carvalho, P. A.; Pedroso, J. A. B. A. & Wolle, C. M. (1986). Aterro Reforçado com Geotêxteis – Uma Opção Alternativa para a Engenharia Geotécnica. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre, v. 4. p. 169-178.
- Cordão-Neto, M. P.; Sanchez, M.; Karstunen, M. & Medero, G. M. (2011). Um modelo constitutivo para solos estruturados anisotrópicos. VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Pirenópolis-GO. 221-227.
- CREA-SP (2005). Guia profissional para uma gestão correta dos resíduos da construção. Comissão especial de Meio Ambiente do CREA-SP. São Paulo, SP, 44p.
- Dantas, B. T. (2004). Análise do Comportamento de Estruturas de Solo Reforçado sob Condições de Trabalho. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 209 p.
- Desai, C. S. & Abel, J. F. (1972). Introduction to the Finite Element Method. Van Nostrand Reinhold Company, New York, USA, 447p.

- Duncan, J. M. & Chang, C. Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 96(SM5), 1629-1653.
- Duncan, J. M. & Seed, R. B. (1986). Compaction-induced earth pressures under K_0 -conditions. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Reston, Virginia, v. 112, n. 1, p. 1-22.
- Duncan, J. M.; Byrne, P.; Wong, K. S. & Mabry, P. (1980). Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analysis of stresses and movements in soil masses. *Journal of Geotechnical Engineering*, Rep. N°. UBC/GT/80-01, University of California, Berkeley, California.
- Dyer, N. R. & Milligan, G. W. E. (1984). A photoelastic investigation of the interaction of a cohesionless soil with reinforcement placed at different orientations. In: *Int. Conf. on In Situ Soil and Rock Reinforcement*. Paris. *Proceedings...* Paris. p. 257-262.
- Ehrlich, M. & Azambuja, E. (2003). Muros de solo reforçado. In: Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, 4.; Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, 5., Porto Alegre. *Proceedings...* Porto Alegre, p. 81-100.
- Ehrlich, M. & Becker, L. D. B. (2009). Muros e Taludes de Solo Reforçado: Projeto e Execução. São Paulo: Oficina de Textos. Coleção Huesker: Engenharia com geossintéticos. 126p.
- Ehrlich, M. & Mitchell, J. K. (1994). Working stress design method for reinforced soil walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Reston, Virginia, v. 120, n. 4, p. 625-645.
- Ehrlich, M. (1995). Deformação em muros de solos reforçados. In: Simpósio Brasileiro sobre Aplicações de Geossintéticos, 2., 1995, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, p. 31-40.
- Ehrlich, M. (1998). Geossintéticos em estruturas de contenção e taludes íngremes. II Curso sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente. Instituto de Engenharia. São Paulo, 18p.
- Elias, V.; Christopher, B. R. & Berg, R. R. (2001). Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes – Design and construction guidelines. *Geotechnical Engineering*, Washington, n. FHWA-NHI-00-043, p. 394.
- Fonseca, F. B. (2002). Desempenho estrutural de paredes de alvenaria de blocos de concreto de agregados reciclados de rejeitos de construção e demolição. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP, Brasil, 140 p.
- Foss, I. (1973). Red soil from Kenya as a foundation material. *Proceedings of the 8th International Conference on Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 2. 73-80.
- Fredlund, D. G. & Rahardjo, H. (1985). Theoretical context for understanding unsaturated residual soil. *Proceedings of the 1st International Conference on Geomechanics of Tropical Soils Brasilia*, 1, 295-306.
- Gotteland, Ph., Gourc, J. P., & Villard, P. (1997). Geosynthetics reinforced structures as bridge abutments: full scale experimental- tion and comparison with modelisations. In: *International Symposium on Mechanically Stabilized Backfill*, Denver, Colo., 6–8 February 1997. Edited by J.T.H. Wu. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. pp. 25–34.

- Guimarães, R. C. (2002). Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF, Brasil, 183 p.
- Hinton, E. & Owen, D. R. J. (1979). An introduction to finite element computation. Pineridge Press Limited, Swansea, UK, 385p.
- HUESKER Geossintéticos. *Catálogo de especificações técnicas*. <<http://www.usconstructionfabrics.com/huesker.aspx>> Acesso em: 22/11/2010.
- Ingold, T. S. (1982). *Reinforced Earth*. London: Thomas Telford.
- Jaky, J. (1944). The Coefficient of Earth Pressure at Rest. *Journal of the Society*.
- Jennings, J. E. & Knight, K. (1957-a). The prediction of total heave from the double oedometer test. *Symposium on Expansive Clays*, S. A. Inst. Civ. Eng., South Africa.
- Jewel, R. A. (1980). Some effects of reinforcement on the mechanical behavior of soils. Ph.D. Dissertation – University of Cambridge, Cambridge, England.
- Jones, C. J. F. P. (1985). Earth reinforcement and soil structures. London: Butterworth (Thomas Telford Edition, London, 1996).
- Juran, I. & Chen, C. L. (1988). Soil-geotextile pullout interaction properties: Testing and interpretation. *Transportation Research Record*, Washington, n. 1188, p. 37-47.
- Karpurapu, R. G., & Bathurst, R. J. (1995). Behaviour of geosynthetic reinforced soil retaining walls using the finite element method. *Computers and Geotechnics*, 17(3): 279–299.
- Koerner, R. (1994). Designing with geosynthetics. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice Hall, 4ª Edição, 783p.
- Lei N.º 12.305 (2010). Institui a política nacional dos resíduos sólidos. 21 p.
- Ling, H. I., Cardany, C. P., Sun, L.-X., & Hashimoto, H. (2000). Finite element study of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall with concrete-block facing. *Geosynthetics International*, 7(3): 163–188.
- Lopes, M. M. (2007) – Diagnóstico da Geração de Resíduos da Construção e Demolição Pelos Grandes Geradores do Município de Fortaleza. Monografia de Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, CE, Brasil.
- Milligan, G. W. E. & Palmeira, E. M. (1987). Prediction of Bond Between Soil and Reinforcement. In: *International Symposium on Prediction and Performance on Geotextile Engineering*, 1987, Calgary. *Proceedings...* Calgary, Canada, p. 147-153.
- Mota, N. M. B. (2003). Ensaio Avançados de Campo na Argila Porosa Não-Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 335p.
- Neto, J. C. M. (2005). Gestão dos resíduos de construção e demolição no Brasil. RiMa, São Carlos-SP. 162p.

- 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. (2009). Soil-geosynthetic interaction: modeling and analysis. *Geotextiles and Geomembranes* 27 (5), 368 a 390.
- Palmeira, E. M.; Lima Jr., N. R.; Mello, L. G. R. (2002). Interaction between soils and geosynthetic layers in large-scale ramp tests. *Geosynthetics International* 9 (2), 149 e 187 (IFAI, USA).
- Peralta, F. N. G. (2007). Comparação de métodos de projeto para muros de solo reforçado com geossintéticos. Dissertação de Mestrado – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 162f.
- 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.
- Raymond, G. P. & Giroud, J. P. (eds.) (1993). *Geosynthetics Cases Histories*. Richmond: ISSMFE Tech. Com. & BiTech Publ. 277p.
- Ricci, G. & Balbo, J. T. (2009). Resistência e elasticidade de concretos compactados com agregados de construção e de demolição para aplicações em pavimentação. *TRANSPORTES*, v. XVII, n.º 2, p. 27-35.
- Riccio, F. M. V. (2007). Comportamento de um muro de solo reforçado com solos finos tropicais. Tese de Doutorado – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 441p.
- Rocha, E. G. A. (2006). Os resíduos sólidos de construção e demolição: Gerenciamento, quantificação e caracterização. Um estudo de caso do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília. Brasília, DF, Brasil, 174 p.
- Rowe, R. K. & Skinner, G. D. (2001). Numerical analysis of geosynthetic reinforced retaining wall constructed on a layered soil foundation. In: *Geotextiles and Geomembranes*, 19, 387–412.
- Rowe, R. K., & Ho, S. K. (1996). Some insights into reinforced wall behaviour based on finite element analysis. In: *Earth Reinforcement – Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement*, Fukuoka, Kyushu, Japan, 12–14 November 1996. Edited by H. Ochiai, N. Yasufuku, and K. Omine. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. Vol. 1, pp. 485–490.
- Santos, E. C. G. & Palmeira, E. M. (2010). Estruturas de Contenção em Solo Reforçado Utilizando Geossintéticos e Resíduos de Construção e Demolição. XV COBRAMSEG, Gramado, RS, Vol 1, 305-310.
- Santos, E. C. G. (2007). Aplicação de resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) em estruturas de solo reforçado. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP, Brasil, 168 p.
- Santos, E. C. G. (2011). Avaliação Experimental de Muros Reforçados Executados com Resíduos de Construção e Demolição Reciclados e Solo Fino. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília. Brasília, DF, Brasil, 214 p.

- Sawicki, A. (2000). *Mechanics of reinforced soil*. Netherlands. Rotterdam: A. A. Balkema.
- Seed, R. B. & Duncan, J. M. (1986). FE Analysis: Compaction-induced stress and deformations. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, v. 122, n. 1, p. 23-43.
- Shercliff, D. A. (ed.) (1990). *Reinforced Embankments: Theory and Practice*. London: Thomas Telford.
- Singh, R. B. & Al-Layla, M. T. (1980). Engineering behaviour and microstructures of a collapsible Mosul clay under physico-chemical reversal of leaching. *Proceedings of the 6th Southeast Asian Conference on Soil Engineering*, Taipei, 127-137.
- Skinner, G. D. & Rowe R. K. (2005). Design and behaviour of a geosynthetic reinforced retaining wall and bridge abutment on a yielding foundation. In: *Geotextiles and Geomembranes*, 23 234-260.
- Vargas, M. (1973). Structurally unstable soils in Southern Brazil. *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 2, 239-246.
- Vargas, M. (1974). Engineering properties of residual soils from the south-central region of Brazil. *Proceedings of the 2nd International Conference of International Association of Engineering Geology*. São Paulo, Brasil, 1.
- Vidal, H. (1969). The principle of reinforced earth. *Highway Research Record*, n. 282.
- Wilson-Fahmy, R. F. & Koerner, R. M. (1993). Finite element modeling of soil-geogrid interaction with application to the behavior of geogrids in a pull-out loading condition. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 12, p. 479-501.
- Woolley, L. (1939). Ur Excavation, v.5. The Ziggurat and its Surroundings. In: *Publications of the Joint Expedition of the British Museum and of the University Museum*, University Pennsylvania, Philadelphia, to Mesopotamia.
- Zienkiewicz (1982). *O Método dos Elementos Finitos*. Editorial Revert, S. A. Impresso na Espanha. 903p. (Em Espanhol).