



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E**  
**CONSTRUÇÃO CIVIL**

**DEFORMAÇÕES AO LONGO DO TEMPO DE GEOSSINTÉTICOS**  
**APLICADOS A UMA ESTRUTURA DE SOLO REFORÇADO**

**JOÃO MAURÍCIO HOMSI GOULART**

**SÃO CARLOS**

**2018**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO**  
**CIVIL**

**DEFORMAÇÕES AO LONGO DO TEMPO DE GEOSSINTÉTICOS**  
**APLICADOS A UMA ESTRUTURA DE SOLO REFORÇADO**

**JOÃO MAURÍCIO HOMSI GOULART**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos para a obtenção do título de Mestre em Estruturas e Construção Civil

**Linha de Pesquisa:** Estudo e Desenvolvimento de Sistemas de Infraestrutura Geotécnica

**Orientador:** Prof. Dr. Fernando H. M. Portelinha

**Coorientador:** Prof. Dr. José Orlando Avesani Neto

São Carlos

2018



# UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia  
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

---

## Folha de Aprovação

---

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato João Mauricio Homsí Goulart, realizada em 03/09/2018:

---

Prof. Dr. Fernando Henrique Martins Portelinha  
UFSCar

---

Prof. Dr. Rafael Ribeiro Plácido  
Consultor Independente

---

Prof. Dr. Eder Carlos Guedes dos Santos  
UFG

Certifico que a defesa realizou-se com a participação à distância do(s) membro(s) Eder Carlos Guedes dos Santos e, depois das arguições e deliberações realizadas, o(s) participante(s) à distância está(ao) de acordo com o conteúdo do parecer da banca examinadora redigido neste relatório de defesa.

---

Prof. Dr. Fernando Henrique Martins Portelinha

## RESUMO

GOULART, João Maurício Homs. **DEFORMAÇÕES AO LONGO DO TEMPO DE GEOSSINTÉTICOS APLICADOS A UMA ESTRUTURA DE SOLO REFORÇADO INSTRUMENTADA**. 2018. (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

Nas condições de serviço, uma deformação excessiva ao longo do tempo pode levar uma estrutura de solo reforçado ao colapso ou prejudicar a sua utilização. Já no dimensionamento, usualmente, por incertezas que circundam as solicitações envolvidas, aplica-se fatores de redução que, muitas vezes, levam a um projeto superdimensionado. Dentre as solicitações, estão as deformações por fluência do material polimérico usado como reforço e as deformações temporais da estrutura como um todo, ou seja, o sistema solo-reforço. Quando se trata de comportamento temporal do sistema solo-reforço, a maioria dos trabalhos da literatura aborda o comportamento por meio de ensaios laboratoriais não confinados e confinados, sendo poucos os estudos que captam o efeito em muros reais. Nesse contexto, o presente estudo investigou o comportamento ao longo do tempo de um muro de solo reforçado com geogrelhas e geotêxteis tecidos, construído com solo fino local, com vistas às deformações ao longo do tempo. O monitoramento de campo foi avaliado durante o processo construtivo e por um período aproximado de 10.000 horas pós-construção. A instrumentação consistiu no uso de extensômetros mecânicos para obtenção dos deslocamentos internos ao longo do comprimento dos reforços e medidores de nível para obtenção dos recalques. Ainda, houve abordagem laboratorial do comportamento de fluência não confinada do reforço, para comparação com os resultados de campo. Os resultados mostraram que as deformações ao longo do tempo foram da ordem da metade das construtivas e comparações de laboratório versus campo indicaram tendências as deformações temporais maiores em campo. As curvas *Sherby Dorn* de campo apresentaram os reforços com baixas velocidades de deformações temporais, indicando que os reforços estão estabilizados na fase de fluência primária, concordando com a literatura que reforço pouco solicitado apresenta pouca deformação ao longo do tempo sob condições operacionais.

Palavras chaves: Instrumentação, monitoramento de campo, deformações temporais, fluência, solo fino, geossintéticos.

# ABSTRACT

GOULART, João Maurício Homs. **Long-term deformations of geosynthetics applied to an soil reinforced structure.** 2018. (Master in Structures and Civil Construction) - Federal University of São Carlos, São Carlos, 2018.

In service, excessive deformations can lead a geosynthetic soil reinforced structure to failure or undermine it under operational condition. In the design, usually, because of the uncertainty of the long-term efforts, reduction factors are applied, misleading (most of time) to an over conservative design. Among the efforts, there are polymeric reinforcement material creep and whole composition (soil-reinforcement) long-term deformations. In relation to time-dependent behavior, most literature works investigate the long-term behavior with laboratory confined and unconfined tests, few are with real structure captured data. In this context, the present study investigated the long-term behavior of a wall, reinforced with geogrids and woven geotextiles, with a long-term deformations approach. The studied wall was built with local fine soil. The field monitoring collected data was from execution and about to 10.000 hours under operation. The instrumentation consisted in mechanical extensometers to capture internal displacements and topographic surveys to capture settlements. Thus, there was laboratorial approach of the time-dependent reinforcement creep behavior with non-confined test, to compare to observed field behavior. The results shown the long-term deformations are up to 50% of the peak constructive deformation, field versus laboratory comparisons shown that long-term deformations tendency in laboratory underestimated the field. The Sherby-Dorn plots exhibit low creep rates, indicating the reinforcements are in the primary creep, corroborating with literature that, low loads in reinforcements under operation, leads to negligible long-term deformations.

Keywords: Instrumentations, field monitoring, time-dependent deformations, creep, fine soil, geosynthetics.

## Lista de Figuras

Figura 1: Típicos deslocamentos horizontais observados na face de estruturas de solo reforçado (COSTA, 2004). .....	18
Figura 2: Superfície potencial de ruptura: (a) Sem reforços e (b) Com reforço. ....	20
Figura 3: Situação de serviço de um elemento de solo reforçado (Adaptado de ABRAMENTO, 1998). .....	20
Figura 4: Representação gráfica da fluência: (a) Gráfico ensaio típico, (b) Fases das deformações por fluência (FRANÇA, 2011) e (c) Comportamento idealizado de fluência segundo um estágio dominante (Adaptado de CAZZUFFI <i>et al.</i> , 1997). .....	26
Figura 5: Isócronas tradicionais de fluência (FRANÇA, 2011). .....	27
Figura 6: Determinação do $T_{FLUÊNCIA}$ (COSTA, 2004). .....	28
Figura 7: Curvas <i>Sherby-Dorn</i> (Adaptado de MCGOWN <i>et al.</i> , 1986). .....	30
Figura 8: Influência da velocidade de aplicação da carga nas análises de fluência: (a) Diferença entre ensaios de fluência com tempos de carregamento diferentes e (b) Procedimento mais adequado para a comparação das deformações ao longo do tempo (COSTA, 2006). .....	31
Figura 9: Comparação entre os comportamentos típicos observados nos equipamentos de interação solo-reforço e fluência confinada-acelerada: (a) Carregamentos, (b) Relaxação, (c) Deformação inicial e tendência a fluência e (d) Simulação da aplicação do carregamento (Adaptado de PLÁCIDO, 2017). .....	34
Figura 10: Muro instrumentado por Riccio <i>et al.</i> (2014): (a) Seção típica e (b) Instrumentação. ....	37
Figura 11: Comportamento Muro instrumentado por Riccio <i>et al.</i> (2014): (a) Deslocamentos horizontais ao longo da altura e (b) Locais das máximas tensões medidas ao longo do reforço e locais previstos por teoria. ....	38

Figura 12: Recalques: (a) Muro de Riccio <i>et al.</i> (2014) e (b) Muro de Suksiripattanapong <i>et al.</i> (2012).....	39
Figura 13: Comportamento do protótipo de solo arenoso: (a) Deslocamentos acumulados, (b) Deslocamentos pós construtivos e (c) Deformações (BENJAMIN, 2006). .....	40
Figura 14: Comportamento dos protótipos de solo argilo-siltoso: (a) e (b) Deslocamentos acumulados e (c) e (d) Deformações (BENJAMIN, 2006).....	41
Figura 15: Efeito do espaçamento entre reforços nas deformações horizontais (LIU, 2012).....	43
Figura 16: Influência do espaçamento do reforço: (a) Seções e (b) Deformações (Adaptado de SAGHEBEFAR <i>et al.</i> , 2017 e SILVA & BRUGGER, 2014).....	45
Figura 17: Muro instrumentado: (a) Vista frontal e (b) Seção típica com elevações instrumentadas (PORTELINHA, 2012). ....	46
Figura 18: Deslocamentos ao longo do tempo do muro instrumentado: (a) E520, (b) E160 e (c) E80 (PORTELINHA, 2012). ....	47
Figura 19: Comparações de deformações de campo versus laboratório: (a) Geotêxtil não tecido e (b) Geotêxtil tecido (PLÁCIDO <i>et al.</i> , 2018).....	47
Figura 20: Curvas <i>Sherby-Dorn</i> : (a) Geotêxtil não tecido e (b) Geotêxtil tecido (PLÁCIDO <i>et al.</i> , 2018). ....	49
Figura 21: GW5: (a) Deformação versus Tempo, (b) Curvas <i>Sherby-Dorn</i> e (c) Taxa de deformação versus Tempo (ALLEN & BATHURST, 2002).....	51
Figura 22: GW7: (a) Deformação versus Tempo, (b) Curvas <i>Sherby-Dorn</i> e (c) Taxa de deformação versus Tempo (ALLEN & BATHURST, 2002).....	52
Figura 23: GW18: (a) Deformação versus Tempo, (b) Curvas <i>Sherby-Dorn</i> e (c) Taxa de deformação versus Tempo (ALLEN & BATHURST, 2002).....	52
Figura 24: Localização da obra estudada.....	55
Figura 25: Perfil geológico-geotécnico. ....	56

Figura 26: Estrutura estudada: (a) Vista frontal e (b) Vista da parte superior.....	57
Figura 27: Base do muro: (a) Rachão e (b) Material granular da face. ....	57
Figura 28: Construção da estrutura: (a) Primeira camada com uso de reforços, (b) Primeira camada com solo uso de solo local, (c) Detalhe do geotêxtil não tecido de separação, (d) Detalhe da compactação de acabamento da face e (e) Desenho esquemático da seção típica do muro.....	58
Figura 29: Evolução da construção e período de monitoramento do muro nesta pesquisa. ....	59
Figura 30: Seções (S1, S2, S3 e S4) instrumentadas ao longo da extensão do muro estudado.....	59
Figura 31: Muro estudado: (a) Seção típica do muro e (b) Legenda do tipo de geossintético empregado em cada seção instrumentada.....	61
Figura 32: Desenhos dos detalhes construtivos da instrumentação: (a) Geogrelha e (b) Geotêxtil tecido. ....	62
Figura 33: Detalhes da instrumentação: (a) Detalhe da barra de concreto para barra fixa, (b) Extensômetros dispostos previamente a colocação no muro e (c) Vista das elevações instrumentadas (E60, próxima ao pé, E100, intermediária e, E180, a mais elevada). ....	63
Figura 34: Solo de aterro. ....	64
Figura 35: Metodologia para obtenção da tendência a fluência do solo.....	65
Figura 36: Geossintéticos utilizados: (a) GT50, (b) GG40 e (c) GG50.....	66
Figura 37: Ensaio de fluência convencional não confinada em laboratório, momentos antes do início.....	68
Figura 38: Propriedades do solo: (a) Curva granulométrica e (b) Curva de compactação na energia Proctor Normal.....	71
Figura 39: Classificação MCT.....	71
Figura 40: Ensaio triaxiais: (a) Curva tensão-deformação e (b) Envoltórias de Mohr-Coloumb. ....	72

Figura 41: Curvas do ensaio edométrico do solo.....	73
Figura 42: Tendência a fluência do solo de aterro (Deformação vertical versus Tempo). .....	74
Figura 43: Curvas carga versus deformação dos ensaios de tração: Geogrelha (GG50 e GG40) e Geotêxtil Tecido (GT50).....	75
Figura 44: Ensaios de fluência dos reforços: (a) GG50, (b) GG40 e (c) GT50 (Adaptado de PLÁCIDO, 2018).....	76
Figura 45: Recalque da fundação (mm e % da H) versus Tempo. ....	78
Figura 46: Deslocamentos por distância da face versus Tempo - Seções 1 e 2: (a) Elevação 60 cm, (b) Elevação 100 cm e (c) Elevação 180 cm.....	80
Figura 47: Deslocamentos por distância da face versus Tempo - Seções 3 e 4: (a) Elevação 180 cm, (b) Elevação 100 cm e (c) Elevação 60 cm.....	81
Figura 48: Deformações versus Tempo - Seções 1 e 2: (a) Elevação 180 cm, (b) Elevação 100 cm e (c) Elevação 60 cm. ....	85
Figura 49: Deformações versus Tempo - Seções 3 e 4: (a) Elevação 180 cm, (b) Elevação 100 cm e (c) Elevação 60 cm. ....	86
Figura 50: Valores e locais de ocorrência das máximas deformações nos reforços em cada uma das seções instrumentadas e comparação com literatura: S1 (a), S2 (b), S3 (c) e S4 (d). ....	90
Figura 51: Deformações por tempo versus Distância da face (a) Seção 1 Elevações 180, 100 e 60 cm e (b) Seção 2 Elevações 180, 100 e 60 cm.....	91
Figura 52: Deformações por tempo versus Distância da face (a) Seção 3 Elevações 180, 100 e 60 cm e (b) Seção 4 Elevações 180, 100 e 60 cm.....	92
Figura 53: Comparação - Campo versus Laboratório - Reforço GG50.....	95
Figura 54: Comparação - Campo versus Laboratório - Reforço GG40.....	96
Figura 55: Comparação - Campo versus Laboratório - Reforço GT50. ....	97

Figura 56: Velocidade de deformações GG50: (a) <i>Sherby-Dorn</i> e (b) Velocidade de deformação versus Tempo.....	100
Figura 57: Velocidade de deformações GG40: (a) <i>Sherby-Dorn</i> e (b) Velocidade de deformação versus Tempo.....	101
Figura 58: Velocidade de deformações GT50: (a) <i>Sherby-Dorn</i> e (b) Velocidade de deformação versus Tempo.....	102
Figura 59: Influência do comprimento do reforço nas deformações ao longo do tempo: (a) Seção 1, (b) Seção 2, (c) Seção 3 e (d) Seção 4.....	104
Figura 60: Deslocamentos em cada tempo x Distância da face - Seções 1 e 2: (a) Elevação 180 cm, (b) Elevação 100 cm e (c) Elevação 60 cm.....	117
Figura 61: Deslocamentos em cada tempo x Distância da face - Seções 3 e 4: (a) Elevação 180 cm, (b) Elevação 100 cm e (c) Elevação 60 cm.....	118

## Lista de Tabelas

Tabela 1: Programa dos ensaios de fluência dos reforços .....	67
Tabela 2: Propriedades do solo de aterro.....	70
Tabela 3: Valores de deformação inicial (“a”) condensados.....	87
Tabela 4: Valores de taxa de fluência (“b”) condensados .....	87
Tabela 5: Estimativa de fatores redutores por fluência de campo .....	99

# SUMÁRIO

<b>CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO E OBJETIVOS</b> .....	<b>14</b>
<b>1.1 Introdução</b> .....	<b>14</b>
<b>1.2 Objetivos</b> .....	<b>16</b>
<b>CAPÍTULO 2: REVISÃO DA LITERATURA</b> .....	<b>17</b>
<b>2.1 Aspectos sobre comportamento de estruturas de solo reforçado</b> .....	<b>17</b>
<b>2.2 Fluência de geossintéticos</b> .....	<b>24</b>
<b>2.3 Fluência confinada em solo</b> .....	<b>32</b>
<b>2.4 Comportamento ao longo do tempo de estruturas de solo reforçado com geossintéticos</b> .....	<b>35</b>
<b>CAPÍTULO 3: PROGRAMA EXPERIMENTAL</b> .....	<b>55</b>
<b>3.1 Obra instrumentada</b> .....	<b>55</b>
<b>3.2 Instrumentação</b> .....	<b>60</b>
<b>3.3 Materiais utilizados</b> .....	<b>63</b>
3.3.1 Solo do aterro.....	63
3.3.2 Reforços geossintéticos .....	65
<b>3.4 Métodos de cálculo das deformações nos reforços</b> .....	<b>67</b>
3.4.1 Cálculo das deformações obtidas em laboratório .....	67
3.4.2 Cálculo das deformações obtidas em campo .....	68
3.4.3 Metodologia para análise de fluência .....	69
<b>CAPÍTULO 4: RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>70</b>
<b>4.1 Propriedades do solo de aterro</b> .....	<b>70</b>
4.1.1 Caracterização do solo de aterro .....	70
4.1.2 Resistência ao cisalhamento do solo de aterro .....	72

4.1.3 Parâmetros de fluência do solo de aterro .....	72
<b>4.2 Resultados dos ensaios nos reforços geossintéticos.....</b>	<b>74</b>
4.2.1 Resultados dos ensaios de tração .....	74
4.2.2 Resultados dos ensaios de fluência convencional não confinada .....	75
<b>4.3 Resultados do monitoramento de campo .....</b>	<b>78</b>
4.3.1 Recalques da fundação .....	78
4.3.2 Deslocamentos horizontais internos .....	79
4.3.2.1 Deslocamentos por tempo.....	79
4.3.3 Deformações pós-constitutivas dos reforços .....	83
4.3.3.1 Deformações máximas por tempo .....	83
4.3.3.2 Deformações ao longo do comprimento do reforço .....	89
<b>4.4 Análise comparativa das deformações temporais entre campo e laboratório</b>	<b>93</b>
<b>4.5 Análises do fator de redução por fluência de campo e laboratório .....</b>	<b>98</b>
<b>4.6 Curvas Sherby-Dorn .....</b>	<b>99</b>
<b>4.7 Influência do comprimento do reforço nas deformações dos reforços..</b>	<b>102</b>
<b>CAPÍTULO 5: CONCLUSÕES.....</b>	<b>105</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>110</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>116</b>
<b>Deslocamentos ao longo do comprimento do reforço .....</b>	<b>116</b>

**LISTA DE FIGURAS**

**LISTA DE TABELAS**

# ***CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO E OBJETIVOS***

## **1.1 Introdução**

As deformações das estruturas de solo reforçado (ESR) são estudadas em diversas óticas. O aspecto mais relatado na literatura consiste nas deformações ocorridas durante o processo executivo, diante das tensões de compactação que são, muitas vezes, predominantes. No entanto, as deformações por fluência podem ser protagonistas nas deformações dos reforços e da estrutura como um todo, uma vez que materiais poliméricos podem apresentar significativas a longa prazo. O comportamento de fluência ocorre quando, sob um valor de tensão constante, acontece um rearranjo molecular do material ocasionando uma variação de forma da estrutura polimérica vista correlativamente ao tempo (CALLISTER, 2012).

Os reforços geossintéticos são elementos passivos, cuja resistência é mobilizada pela tendência de movimento relativo solo-reforço. Em muros de baixa altura, a maior parcela dessa mobilização ocorre durante o processo construtivo (tensões de compactação). Em termos de desempenho de uma estrutura de solo reforçado, o projeto deve levar em conta os estados limites de serviço da obra e seu entorno. Obras mais sensíveis a deslocamentos é mitigada pela escolha adequada do sistema solo compactado-reforço-paramento. Adicionalmente, as deformações temporais do reforço em campo, influenciada pela deformação termo-visco-elasto-plástica do material polimérico e também pelo confinamento e interação ao solo circundante, devem estar em conformidade com deslocamentos e deformações permissíveis àquela estrutura.

Uma questão pertinente referente às ESR com geossintéticos, é a possibilidade de perda da sua resistência à tração durante operação. De fato, fontes de degradação que reduzem o valor de resistência, em geral, são consideradas através de fatores de redução da força a tração máxima resistiva dos reforços dentro dos cálculos de projeto no dimensionamento destas estruturas. Na maioria das vezes, esses fatores são empíricos e não leva em consideração a real perda em ESR com geossintéticos. Cabe ressaltar a respeito destes fatores que o mais conservador, na maioria das vezes, é devido à fluência, o que é justificado pela falta de adequada consideração desse comportamento nas condições de campo (FHWA, 1998; LIU *et al.*, 2009; KOERNER, 2004; VERTEMATTI, 2004). Dessa forma, o comportamento ao longo do tempo, bem como sua relação com o

comportamento de fluência do geossintético como material de reforço precisa ainda ser investigado sob condições de campo.

Em termos de pesquisa, o comportamento temporal de geossintéticos tem sido estudado de diferentes maneiras. A maioria dos pesquisadores trabalham com o comportamento ao longo do tempo focado na fluência do reforço. Leshcinsky *et al.* (1997) pesquisou o comportamento de fluência e relaxação de diversos tipos de geogrelhas. Allen & Bathurst (2002) estudou taxas de deformações temporais de reforços de diferentes muros de solo reforçado instrumentados, comparando a resultados de deformações por fluência dos reforços isolados em laboratório. Em laboratório, ensaios submetem o geossintético, confinado em solo ou não (a depender do aparato, normalizado ou não, a se realizar o ensaio), a esforço por horas (COSTA *et al.*, 2016; FRANÇA *et al.*, 2011; KAZIMIEROWICS-FRANKOWSKA, 2006; MCGOWN *et al.*, 1982). Simulações numéricas foram usadas como ferramentas de diversas pesquisas, como em Hirawaka *et al.* (2003), Chao *et al.* (2011), Karim *et al.* (2012), Liu (2012) e Plácido (2017), sendo propostos modelos para comportamentos temporais tensão-deformação de muros reforçados com geossintéticos. No entanto, há alguns poucos relatos na literatura quanto ao estudo do comportamento temporal de deformações dos muros de solo reforçado, menos ainda associando este comportamento as deformações por fluência do reforço. Dentre esses estudos, destacaram-se Plácido *et al.* (2018) e Allen & Bathurst (2002) que, com dados de muros reais construídos com solo, respectivamente, laterizado e arenoso, contribuíram ao estudar o comportamento de reforços, não só em laboratório, mas com dados de muro de solo reforçado real instrumentado. Outros estudos internacionais como de Liu *et al.* (2009), Wu (1992), Fannin (2001), Liu (2012), Yang *et al.* (2014) e Kongkitkul *et al.* (2011) trazem contribuição de deformações temporais com muros compostos por solos de característica mais granular.

Usualmente muros de solo reforçado são compostos pelo solo do aterro e reforços, os quais são relativamente complicados de adequadamente considerar as interações solo-estrutura e o comportamento temporal. Consequentemente, questões são levantadas: i) se há uma deformação temporal em um muro de solo reforçado, será que vem do adensamento secundário do solo? ii) qual o efeito do confinamento do solo no comportamento de fluência do reforço nas condições de campo? iii) quais são esses efeitos em geogrelhas e geotêxteis? iv) qual será a total deformação da estrutura? v)

ensaios de fluência em isolamento são adequados para uso em projetos? vi) quais os fatores redutores mais apropriados para a condição de campo?

Diante disso, este trabalho trata de um muro instrumentado a fim de obter deslocamentos internos e com monitoramento se estendendo do período executivo até 10.000 horas pós-construção para captação das deformações temporais. Ainda, aliando o ensaio do material usado na obra em laboratório, pode-se trazer contribuição científica ao comparar resultados de deformações temporais observados em campo, na situação real de serviço, com deformações temporais por fluência do reforço observadas em ensaio convencional de laboratório.

## **1.2 Objetivos**

De modo geral, o estudo investiga o comportamento dependente do tempo de uma estrutura instrumentada de solo reforçado com geogrelhas e geotêxteis tecidos, com vistas às deformações por fluência desses reforços. O objetivo é avaliar as deformações temporais de uma estrutura real e compará-las às deformações por fluência do reforço em laboratório, de modo a discutir sobre a utilização de ensaios não confinados de fluência de geogrelhas e geotêxteis tecidos em projetos de estruturas de solo reforçado. Ainda, com base nas constatações campo versus laboratório, serão comparados os fatores de redução por fluência da literatura com os evidenciados nessa pesquisa. Os objetivos específicos são:

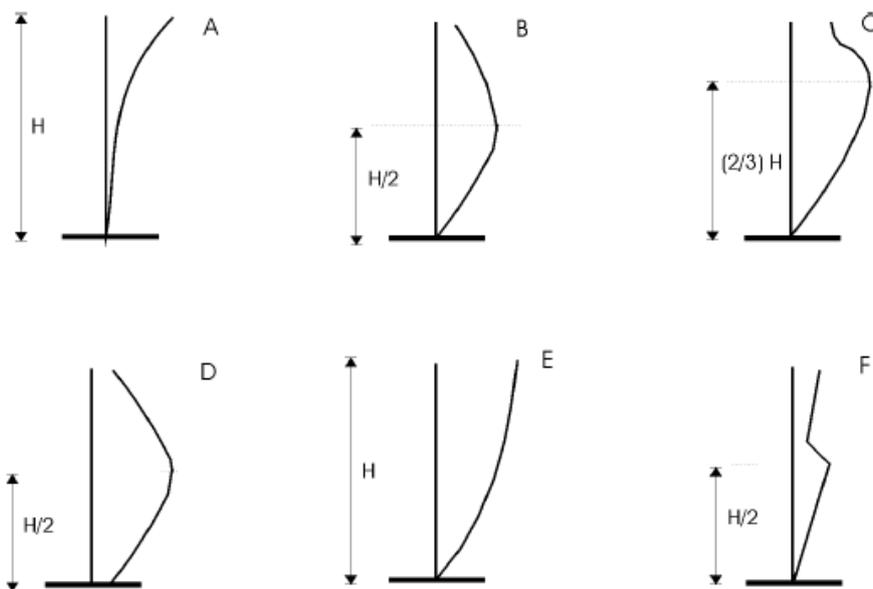
- Monitorar os deslocamentos de um muro de solo reforçado com geogrelhas e geotêxteis tecidos, a fim de se obter resultados de deformações nos reforços e recalques de fundação, do período construtivo e pós-construtivo da estrutura;
- Avaliar o comportamento ao longo do tempo das deformações, global da estrutura e do reforço;
- Comparar o comportamento da fluência dos geossintéticos aplicados em uma estrutura de campo aos resultados dos ensaios convencionas de fluência (não confinados); e
- Avaliar o uso de ensaios de fluência em projetos de muros de solo reforçado com base nas respostas de campo.

## ***CAPÍTULO 2: REVISÃO DA LITERATURA***

### **2.1 Aspectos sobre comportamento de estruturas de solo reforçado**

Descritas por Jones (1996), as clássicas situações de estado limites nos muros de solo reforçado envolvem o estudo do comportamento do reforço e podem ser definidos como: i) o estado limite último (risco de colapso), que requer um fator de segurança adequado para prevenir o colapso, razão entre a resistência à ruptura do reforço ( $T_{RESISTENTE}$ ), aplicado os fatores de segurança para cada tipo de análise abordada (fatores redutores de resistência do reforço), sob a máxima carga de tração atuante ( $T$ ). Também se realiza outras análises, por exemplo, arrancamento do reforço e instabilidade da face. Outro comportamento: ii) o Estado Limite de Serviço (deformação permissível), que contempla tratativas de operação e requer que a estrutura não se deforme além de um limite máximo aceitável. Em obras em que a deformação da estrutura é importante, deve-se levar em conta a deformação ao longo do tempo como mencionado, caracterizado pela fluência do reforço e da compatibilidade de deformações entre o solo de aterro e reforço.

Em estruturas de solo reforçado (ESR), as deformações acontecem visivelmente na face da estrutura. A análise de deformações de diversos muros instrumentados mostra que certos padrões perfil de deslocamentos horizontais da face de estruturas (Figura 1) costumam ser observados (COSTA, 2004). Alguns autores discorrem sobre limites aceitos de deformações horizontais nestas estruturas; Jones (1992) e a norma inglesa BS 8006 sugerem que o nível de deformação seja de 1% em relação à sua altura ( $0,01H$ ) e 0,5% ( $0,005H$ ) no caso de muros portantes de pontes ou viadutos. Avesani Neto (2013) plotou valores de deformações de um muro de solo reforçado com geogrelhas, junto com os valores citados pela literatura, observando, por aproximadamente 1 ano, valores de recalque e deslocamentos horizontais condizentes com os limites preconizados pela literatura, e que a etapa construtiva foi responsável por 75% das deformações horizontais totais da estrutura. Allen & Barthurst (2002) classificam como bom comportamento manter a deformação horizontal de 3 a 5% da altura total do muro, pelo menos para estruturas construídas com solos granulares.



(A) – BATHURST (1992); MARQUES, 1994

(C) – BENIGNI et al. (1996);

(E) – PEDROSO (2000);

(B) – WU (1992);

(D) – TSUKADA (1998);

(F) ALLEN et al. (1992).

Figura 1: Típicos deslocamentos horizontais observados na face de estruturas de solo reforçado (COSTA, 2004).

Os valores, observados por Miyata & Bathurst (2007), de deformação em geossintéticos aplicados em muros construídos com solos não coesivos foram da ordem de 2%, já para muros construídos com solos finos coesivos as deformações foram menores que 4%, estes valores foram observados a partir de análise de 6 muros no Japão e 3 nos Estados Unidos, além de muros com solo granulares do trabalho de Allen *et al.* (2003). Também foi proposta uma modificação da metodologia de dimensionamento de muros denominada K-Stiffness, passando a considerar o comportamento coesivo do solo no dimensionamento. Essa metodologia usou da verificação que a tensão máxima, conseqüentemente deformações máximas, acontece na região central do muro, sendo que na base e topo com menor a nenhuma intensidade, gerando assim, um diagrama de deformações máximas na forma de um trapézio quando plotado um gráfico de deformações no eixo da abscissa e altura do muro na ordenada (casos C e D da Figura 1).

Em reforços planares, toda transferência de esforço nas ESR se dá pelo atrito. Portanto, além da rigidez do material, entende-se que nas deformações dos reforços a interação com solo é altamente relevante, uma vez que reforços são dotados de abertura por onde ocorre embricamento do solo (geogrelhas), e tendem a apresentar maior interação com o solo do que reforços onde não há essa possibilidade (geotêxteis tecidos

e não tecidos). No caso de geogrelhas a transferência acontece na interface solo-malha de reforços. Desse modo, quanto maior a largura dos elementos da geogrelha maior será a região sujeita a atrito e assim, maior o efeito com o solo circundante. Comparações de deformações nas mesmas condições de carga e solo indicam que o geotêxtil tecido apresenta alongamento muito próximos ao de reforços de geogrelha, ressaltando a importância da interação e compatibilidade do reforço com o solo nas deformações.

Segundo Sukmak (2016), o solo influi de maneira significativa no comportamento da estrutura e, ao apresentar características reológicas de maior deformabilidade, o compósito solo-reforço será induzido a maior deformabilidade. O contrário também é verdadeiro, ou seja, solos mais rígidos podem restringir as forças de tração transferidas e, conseqüentemente, as deformações do sistema, podendo então o solo induzir (ou não) um comportamento ao reforço.

Conforme Jewell (1996), a resistência do solo reforçado é função da resistência ao cisalhamento do solo assim como da força de tração mobilizada no reforço. Para o desempenho satisfatório, é preciso garantir que os deslocamentos da estrutura feita com solo reforçado devam ser tais que: i) possa ser mobilizada a resistência à tração do reforço e resistência ao cisalhamento do solo; e ii) os movimentos da estrutura, deslocamentos horizontais e recalques devem ser limitados, de forma a garantir os requisitos de utilização estabelecidos por projeto. Estas grandezas são expressas por meio da compatibilidade de deformações entre solo e reforço; portanto, a rigidez do sistema solo-reforço pode ser propriedade importante para o dimensionamento das estruturas de solo reforçado, juntamente com a densidade de reforços do sistema.

Jones (2000) e Koerner (2004) relatam que, na análise de estabilidade, o maciço de ESR é dividido em duas zonas, uma zona ativa e uma zona passiva ou resistente. O solo da zona ativa é aquele que se encontra na iminência do colapso e só permanece no local por conta do reforço, já o solo da zona passiva é aquele que recebe os esforços da zona ativa, transmitidos pelo reforço e mobilizados na interface atritiva solo-reforço. A linha que divide a zona ativa e passiva é chamada de superfície potencial de ruptura ou superfície crítica. Essa linha corresponde à zona onde os esforços de tração, e conseqüentemente as deformações são máximas nos reforços, sendo observada por modelagem numérica, monitoramento de campo (obras instrumentadas) e ensaios de protótipos. Essa linha correspondente as maiores deformações e pode variar ao longo do tempo, conforme os fenômenos temporais se instalam.

Numa ESR, o reforço, por meio de um processo de interação com o solo, deforma e passa a mobilizar esforços de tração permitindo que as tensões do solo sejam absorvidas. Abramento (1998) relata que o princípio básico de funcionamento de um elemento de solo reforçado consiste no reforço na situação de serviço trabalhando no sentido de evitar que a superfície de ruptura se desenvolva no solo (Figura 2). A Figura 3 ilustra uma situação clássica para estimar, em fase de dimensionamento, a tensão que o reforço destas estruturas enfrentará. Usando-se de métodos de empuxo, com decomposição de forças, análises de estabilidade de lamelas incluídas as parcelas componentes ao esforço em cada reforço e definido os parâmetros de contornos envolvidos, pode-se estimar o esforço que cada reforço da composição de um muro estará sujeito.

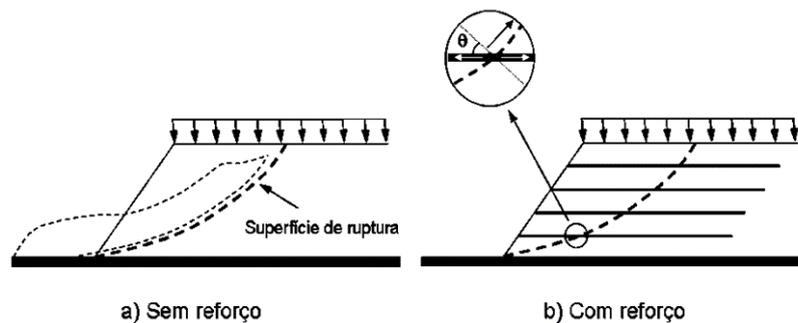


Figura 2: Superfície potencial de ruptura: (a) Sem reforços e (b) Com reforço.

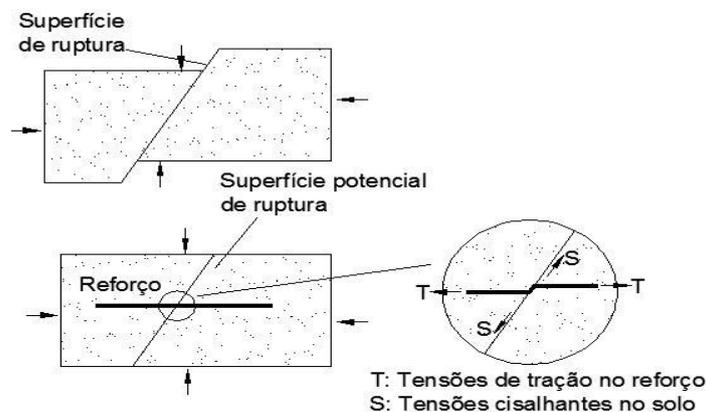


Figura 3: Situação de serviço de um elemento de solo reforçado (Adaptado de ABRAMENTO, 1998).

Há diversas maneiras de se estimar na fase de dimensionamento a tensão no reforço em cada camada, conforme vida útil esperada para obra. Um usual método, com abordagem relatada na *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO), denominado Método Simplificado, foi originado em estudos internacionais pioneiros sobre o assunto (AASHTO, 2002; MITCHELL & VILLET, 1987; ALLEN & HOLTZ, 1991; BERG *et al.*, 1998). Baseado no coeficiente de atrito

solo-reforço e tensão vertical mobilizada atuante, para cada elevação de camada de reforço se pode estimar, em fase de projeto, qual esforço o geossintético usado como reforço apresentará.

Na fase de dimensionamento, pelo Método Simplificado, com base em teorias de empuxo, a magnitude da força de tração (T) no reforço depende de poucos fatores e, conforme Equação 1, dentre eles estão: i) coeficiente de empuxo K do solo (usualmente obtido por correlações empíricas); ii) densidade dos reforços (dado por espaçamento,  $S_v$ , entre linhas de reforços); e iii) peso ( $\gamma$ ) da massa de solo (neste parâmetro, por este método, quão maior for a altura de solo acima da camada (z), maior será o esforço correspondente a linha do reforço dessa camada).

$$T = S_v \times K \times \gamma \times z \text{ (Equação 1)}$$

Conforme Equação 1 e possivelmente também, conforme mencionado, por outros métodos de projeto, a tensão de tração mobilizada máxima atuante nos reforços (T) é primordial na análise da estabilidade interna de um maciço reforçado. Nem sempre os métodos de previsão de tensão indicam que os reforços mais solicitados encontram-se na base da estrutura. Conforme Allen *et al.* (2003) e Miyata & Bathurst (2007), com base de dados de diversos muros construídos com diversos tipos de solos e composições de reforços, os autores indicaram que tensões e consequentemente deformações máximas ocorrem na região central de muros de solo reforçado.

Claramente, a resistência à tração requerida de projeto é a resistência esperada do reforço ao final da vida útil para um determinado ambiente de instalação, uma determinada condição de carregamento, a possibilidade de degradação ambiental, além das solicitações da obra e a fluência (EHRLICH & BECKER, 2009). Para evitar a ruptura nos reforços, o valor de T não poderá ser superior ao menor valor esperado para a resistência de projeto ( $T_{RESISTENTE}$ ) do geossintético. Descrito por Koerner (2004), Vertematti (2004) e *Federal Highway Administration* (FHWA, 1998), os valores de laboratório representam uma condição específica, pois as condições de ensaios podem diferir das condições encontradas em campo, característica específica de cada obra. Para garantir a segurança, o valor de resistência de catálogo ou característica do reforço ( $T_{ULT}$ ) sofre redução, conforme os fatores de redução devido às incertezas das condições em campo, conforme Equação 2. Usualmente o maior valor de fator redutor é devido à fluência.

$$T \times FS \leq \frac{T_{ULT}}{FR_{FL} \times FR_{DI} \times FR_{DQ} \times FR_{DB}} \quad (\text{Equação 2})$$

Onde: FS = fator de segurança, T = esforço mobilizado, T<sub>ULT</sub> = resistência última a tração, FR<sub>FL</sub> = fator de redução a fluência, FR<sub>DI</sub> = fator de redução a danos de instalação, FR<sub>DQ</sub> = fator de redução a degradação química e FR<sub>DB</sub> = fator de redução a degradação biológica. Valores típicos destes fatores podem ser encontrados em Koerner (2004). Quando não se dispões de ensaios, por exemplo, o fator preconizado pela literatura indica FR<sub>FL</sub> igual a 4 (quatro), o que levaria a necessidade de um reforço quatro vezes mais resistente. Este fato se dá por conta da dificuldade da adequada consideração do fator temporal nestas estruturas.

Segundo Koerner (2004), por conta das incertezas sobre o comportamento de solos finos, recomenda-se que a porcentagem de finos passante na peneira n° 200 seja igual à zero, sendo assim uma areia fina é o material mais fino permitido. Também é estabelecido que qualquer fluxo de água que fique por cima, por baixo ou por trás do aterro de solo reforçado seja devidamente coletado e descarregado sem prejuízo da obra (KOERNER 2004).

Recomendações da norma brasileira para Terra Armada, NBR 9286 (1995), que trata de solos reforçados com uso de fitas metálicas, limitam a porcentagem de finos a 40% para fitas nervuradas e 20% para armaduras lisas. Muitos códigos internacionais, dentre eles a norma inglesa BS8006 (BSI, 1995), somente permitem o uso de solos a uma faixa granulométrica restrita na construção destas estruturas.

As especificações americanas AASHTO e FHWA, também não toleram uso de materiais finos passantes na peneira n°200 com mais de 15%, com limite do índice de plasticidade do material inferior a 6% (AASHTO, 2002; FHWA, 1998). Menos restritiva e mais ampla a *National Concrete Masonry Association* (NCMA) aceita até 50% de solos passantes na peneira n°200, uma vez considerado sendo material de baixa capacidade expansiva, com instalação de sistemas internos de drenagem e desconsideração da parcela de resistência coesiva nas análises de estabilidade (NCMA, 1998).

Desde a ascensão da tecnologia de uso de solo reforçado, o empenho de pesquisadores tem sido em testar diversos tipos de solos para uso nestas estruturas. Diversos autores, com análises de solos de diferentes distribuições granulométricas, estudaram qual o efeito do solo de aterro no desempenho destas estruturas (BENJAMIN,

2006; BECKER *et al.*, 2015; ALLEN & BARTHURST, 2002; SANTOS, PALMEIRA e BARTHURST, 2014; PORTELINHA *et al.*, 2013, 2014 e 2017).

A prática brasileira mostrou que se seguidos os devidos cuidados com a drenagem e a compactação das ESR com solos tropicais coesivos, essas podem apresentar comportamento igual ou superior ao dessas estruturas com solos puramente granulares (BENJAMIM, 2006; RICCIO *et al.*, 2014; PORTELINHA *et al.*, 2014). Tal condição de resistência se verifica devido a não saturação do solo, desse modo, tensões capilares geram pressões neutras negativas conferindo ao material uma maior resistência ao cisalhamento e rigidezes (WU, 1992; BENJAMIN *et al.*, 2007). Este é um dos fatores favoráveis ao emprego de solos com frações granulométricas finas neste tipo de projeto (ERHLICH *et al.*, 1994).

Dentro do contexto de deformações temporais, o entendimento da fluência para solos pode ser descrito por distintos momentos e está detalhado com diferentes exemplares de solos estudados por Augustesen *et al.* (2004). Num primeiro momento, a primeira análise de deformação do solo se dá pela diminuição do seu índice de vazios, ocasionado por conta do incremento de tensão que leva a dissipação da poropressão (adensamento). Já a fluência do solo ocorre por conta da deformação do esqueleto, em tensão constante, com taxa de fluência sendo característica de cada solo (AUGUSTESEN *et al.*, 2004). O tempo de referência da fluência é muito difícil de registrar, sendo comumente considerado para tendência de fluência como o adensamento secundário do solo. Uma possível representação da fluência do solo pode ser dada pela inclinação da curva ajustada do trecho correspondente ao adensamento secundário do solo, tomando-se os valores, por exemplo, do ensaio de adensamento edométrico. Uma das virtudes desse tipo de ensaio é a dos dispositivos empregados possibilitarem que a carga seja aplicada por longos períodos de tempo sem necessidade de acionar sistemas mecânicos que compensem a diminuição de carga ocasionada pela deformação.

A teoria de consolidação de Terzaghi e a de fluência do modelo de Singh-Mitchell (SINGH & MITCHELL, 1968), funcionaram como um modelo simplificado de poucos parâmetros e excelentes aplicabilidades no estudo de Sun Ming Quian *et al.* (2015). Pode-se observar que o ensaio de solos em diferentes níveis de tensão apresentou diferente reologia de deformações para cada tensão e os resultados foram condizentes com os valores calculados pela teoria proposta no estudo.

A importância relativa dos fenômenos da fluência é variável dependente, não só, conforme acima mencionado, do nível de tensão instalado, mas como da natureza dos materiais de composição do solo e também da interferência com outros fenômenos que interferem na deformação da estrutura.

Na literatura, são escassos os estudos em que trazem o comportamento (sem os geossintéticos) ao longo do tempo de solos usados na construção de ESR. Gustafsson (2011) estudou diferentes modelos de fluência usados para solos moles. Em alguns resultados com argilas saturadas a fluência do solo não é inibida e observam-se valores significativos.

Deve-se salientar que o comportamento de fluência do solo dependente muito da composição do meio particulado (MARCELINO, 1996; KHUN, 1992). Nos materiais arenosos, o mecanismo predominante que origina as deformações por fluência se dá por conta do rearranjo estrutural dos grãos, provocado pelos escorregamentos entre os contatos intergranulares de menor resistência. Em maiores dimensões, a fenomenologia da fluência pode incluir, além de rearranjo estrutural, uma parcela correspondente ao esmagamento e fraturamento dos elementos rochosos cuja resistência diminua no tempo. Em ambos os processos se verifica um adensamento do material, sendo neste caso predominante as deformações (mas não só) volumétricas.

Nos materiais mais finos (argilas e siltes), o processo é basicamente o mesmo. Segundo Mitchell *et al.* (1968), à luz da teoria cinética de escorregamento entre grãos, para solos de matriz fina, o comportamento deformacional no tempo de amostras secas ou saturadas foram semelhantes. Do ponto de vista de engenharia, os maiores interesses estão nas deformações por fluência da fase secundária e terciária. Parkin (1991) postulou que são nestas fases onde se verificam as maiores consequências das deformações no tempo. Já na fase primária (consolidação), no caso de enrocamentos não existe, ou a fase é suficientemente rápida e pode ser desprezada.

## **2.2 Fluência de geossintéticos**

Como os geossintéticos são feitos com base em polímeros, exibem propriedades reológicas que influenciam o seu comportamento em longo prazo. Assim, fenômenos, tal como fluência e relaxação de tensões, podem culminar em alteração das distribuições de tensões numa ESR com geossintéticos (SAWICKI, 2000).

É bem conhecido na literatura que polietileno, poliéster, polipropileno, as típicas matérias primas que compõe os polímeros na função de reforço estão suscetíveis à fluência (MCGOWN *et al.*, 1982; LESHCHINSKY *et al.*, 1997; LI & HOWE, 2001; COSTA, 2006). A fluência pode ser definida como a deformação lenta que o reforço sofre quando tracionado sob tensão constante, devido ao rearranjo molecular de sua matéria-prima. É um fenômeno dependente do tempo, caracterizado pela extensão gradual do material, quando submetido a cargas constantes (SAWICKI, 2000). Os fenômenos de fluência e também relaxação podem ser interpretados como uma redução na rigidez do material ao longo do tempo e pode ser quantificada se forem estabelecidas relações de carga-deformação por um determinado período.

Conforme França (2011), uma representação gráfica típica da fluência é apresentada na Figura 4a, nota-se um trecho, após a fase de aplicação do carregamento, que corresponde às fases da fluência. As deformações por fluência nos geossintéticos podem ser divididas em três fases. Sendo estas: i) fluência primária (altamente não linear por conta que ocorrem em um curto período de tempo, dependendo principalmente da estrutura macroscópica do geossintético); ii) fluência secundária (fase em que o material escoou e tem a taxa de deformação praticamente linear, tanto em escala linear como logarítmica, e observa-se praticamente constante ao longo do tempo); e iii) fluência terciária (caracterizada por uma fase crescente de deformação, podendo ou não culminar com a ruptura do material, apresenta-se curvilínea para as escalas de tempo linear e logarítmica). Portanto, ao submeter um geossintético a um carregamento este irá apresentar uma deformação inicial de caráter elástico, caso o carregamento seja mantido as deformações por fluência começam a se processar passando, ou não, pelas três fases, a Figura 4b ilustra este comportamento. Cazzuffi *et al.* (1997) apresentou uma curva do comportamento idealizado de fluência de geossintéticos, com dados de reforços de geotêxtil tecido, sendo que cada uma das três curvas da Figura 4c encontra-se em um estágio dominante da fluência.

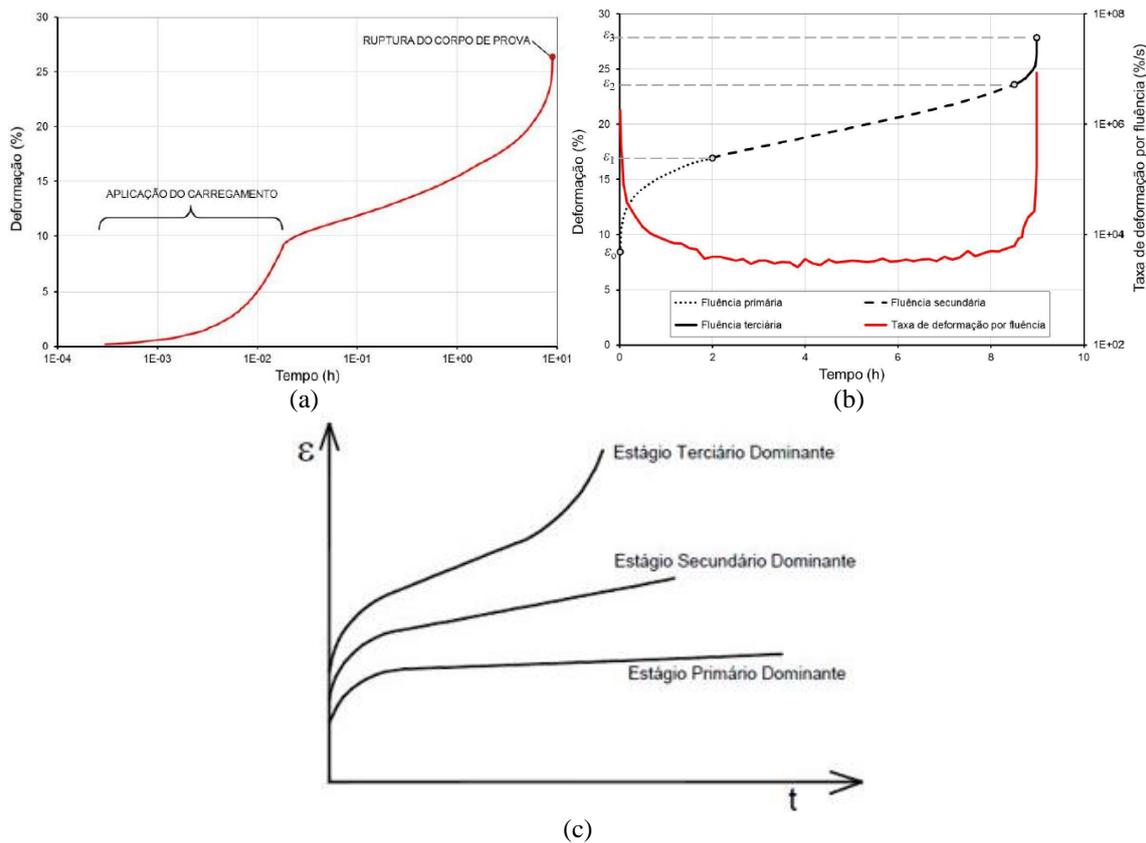


Figura 4: Representação gráfica da fluência: (a) Gráfico ensaio típico, (b) Fases das deformações por fluência (FRANÇA, 2011) e (c) Comportamento idealizado de fluência segundo um estágio dominante (Adaptado de CAZZUFFI *et al.*, 1997).

Os geossintéticos fluem ou escoam quando submetidos a esforços de longa duração. A fluência depende diretamente do polímero utilizado na produção do geossintético, da temperatura ambiente e da carga aplicada de tração. Por conta da fluência, uma estrutura pode romper, num determinado tempo, antes de atingir a tração máxima suportada. Se por acaso, o geossintético estiver submetido a uma tração próxima da máxima suportada, seu rompimento por fluência pode ser acelerado. Também pode ser acelerado por influência de outras variáveis como temperatura (FRANÇA *et al.*, 2013) e forças “g” de ensaios de centrífugas (COSTA *et al.*, 2016), podendo se analisar o comportamento de fluência em menores tempos de ensaio.

Uma metodologia de análise do comportamento por fluência foi proposta por Zornberg, Byler e Knudsen (2004), os autores apresentaram o conceito de índice de fluência ( $T\alpha$ ), onde esta metodologia é diferente da metodologia tradicional. Nesta metodologia os autores propuseram uma representação da curva de fluência em que apenas a deformação por fluência dos corpos de prova é utilizada. Assim, as deformações por fluência são representadas graficamente em função do logaritmo da razão entre o

tempo de ensaio e o tempo no final da aplicação do carregamento. A inclinação da linha resultante indica a taxa de deformação por fluência durante os ensaios e é designada como o índice de fluência.

Para a caracterização do comportamento de fluência do geossintético devem ser produzidas curvas isócronas que, para um determinado período de tempo, relacionam carga versus deformação e a curva de ruptura por fluência, que estabelece tempos de ruptura para os vários níveis de carregamento. A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e a *American Society for Testing and Materials* (ASTM) estabelecem que para a produção das isócronas, sejam ensaiados 4 corpos de prova com níveis de carregamento escolhidos entre 10 a 60% da carga que provoca a ruptura do material sob tracionamento em faixa larga (ASTM D5262, 2007; ABNT NBR 15266, 2005). Com isto, se ensaia o corpo de prova a valores inferiores a resistência à tração, cada corpo de prova em uma porcentagem desse valor, e é anotada a deformação conforme transcorre o tempo do ensaio ou a ruptura do corpo de prova por fluência caso ocorra. Este ensaio tem duração de no mínimo 1.000 horas, pois são colhidos variações de comprimento medido nos tempos de 1 minuto a 42 dias (1.008 horas). Tem havido tentativas de se acelerar o fenômeno da fluência com o aumento da temperatura dos ensaios, simulando maiores tempos de exposição. As isócronas tradicionais de ensaios de fluência estabelecidas por norma seguem a Figura 5, onde se verifica que maiores cargas de ensaios levam a maiores valores de deformações por fluência (FRANÇA, 2011). E também, por estas curvas é possível fazer a extrapolação de resultados para uso em projeto, seja por limites de deformações ou por considerações de tempo de projeto, e assim estas implicam qual, de fato, é o fator de redução por fluência que se deve aplicar, no caso de posse de dados de ensaios de fluência do material.

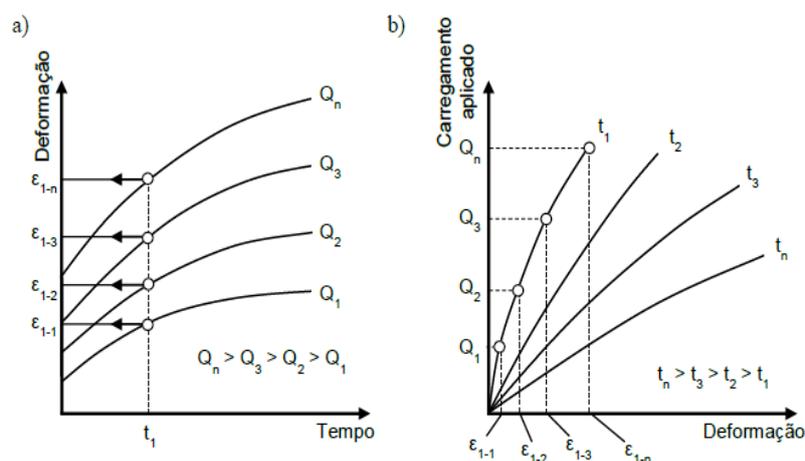


Figura 5: Isócronas tradicionais de fluência (FRANÇA, 2011).

Segundo Costa (2004), quando se tem posse de ensaio de fluência para um dado geossintético, o fator de redução  $FR_{FL}$  para um dado geossintético pode ser tipicamente definido como a razão entre a resistência à tração última de geossintético em ensaio de tração em faixa larga e a carga para um dado tempo para uma determinada vida útil do projeto. A Figura 6 ilustra a determinação da carga de ruptura por fluência ( $T_{FLUÊNCIA}$ ) que corresponde à vida útil.

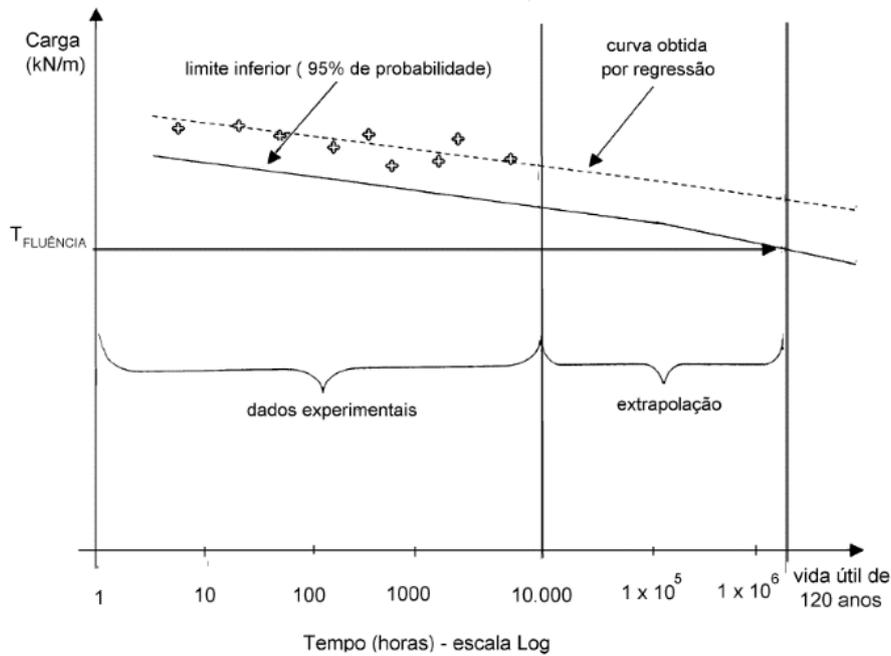


Figura 6: Determinação do  $T_{FLUÊNCIA}$  (COSTA, 2004).

Com resultados de ensaio é possível realizar estudo estatístico e traçar uma curva correspondente a continuação do comportamento, contudo, dentro de um limite inferior considerando que 95% de probabilidade de ocorrência deste comportamento, e assim extrapolar o resultado da curva tendo em vista o tempo de utilização da obra (no caso da Figura 6, 120 anos), uma vez que não há resultados experimentais disponíveis para a completa definição da curva de ruptura por fluência e, portanto, do  $T_{FLUÊNCIA}$ . O valor do fator de redução, pode se expresso conforme Equação 3:

$$FR_{FL} = \frac{T_{ULT}}{T_{FLUÊNCIA}} \quad (\text{Equação 3})$$

O fator de redução que considera a fluência ( $FR_{FL}$ ) pode também ser determinado com base nas curvas de ensaios de ruptura por fluência. A partir dessas curvas, os dados são extrapolados até que se atinja a vida útil da obra em questão. Com base nessa extrapolação obtém-se a solicitação máxima que pode ser aplicada ao geossintético.

Quando expresso em relação à resistência à tração do geossintético ( $T/T_{ULT}$ ), o inverso desse valor ( $T_{FLUÊNCIA}$ ) resulta no fator de redução por fluência ( $FR_{FL}$ ).

Para reduzir os tempos de ensaio, as cargas empregadas nos ensaios de ruptura por fluência são elevadas (no geral entre 75% a 97,5% de  $T_{ULT}$ ). Visto que apenas o primeiro trecho da curva de ruptura por fluência é definido experimentalmente em laboratório, é usual extrapolá-la para tempos maiores e para porcentagens de cargas aplicadas menores. Entretanto, a boa prática da engenharia não recomenda extrapolá-la mais do que um ciclo logaritmo do tempo (JEWELL, 1996) ou, no máximo dois ciclos (SEGRESTIN & FREITAG, 2006). Assim, a determinação de uma curva de ruptura por fluência para uma obra em solo reforçado com vida útil de 100 anos requereria ensaios de fluência no material de reforço com pelo menos 10 anos de duração. Admite-se o emprego de níveis de extrapolação maiores se a parte central da curva for elaborada com resultados de ensaios acelerados de ruptura por fluência (JEWELL, 1996).

Com relação ao dimensionamento de muros de solo reforçado, os resultados de Costa (2004) atestam que sem uma caracterização adequada do comportamento do reforço ao longo do tempo, o mais prudente é não permitir um nível de deformação no reforço em curto prazo muito superior ao nível de deformação correspondente ao ângulo de atrito de pico do solo. Já que, após esse valor, o reforço apresenta deformações sob aumento de carga com o tempo e a trajetória de carregamento deve resultar em deformações maiores que as estimadas com base em ensaios de fluência. Nesse caso, a adoção, em projetos, de parâmetros obtidos em ensaios de fluência estaria contra a segurança da estrutura, contrariando o suposto conservadorismo que a literatura indica no dimensionamento destas estruturas.

A partir de resultados obtidos de deformações em geossintéticos, seja em campo, laboratório, com reforço isolado ou confinado, ensaio acelerado ou não, o comportamento pode ser apresentado por curvas *Sherby-Dorn*, com metodologia relatada por McGown *et al.* (1982), normalizada pela ASTM 5262 (2005). Estas curvas são apresentadas com intuito de se observar quando o material se aproxima da ruptura, conforme a linha limite de instabilidade mostrada na Figura 7. Ao plotar o logaritmo da taxa de deformação (diferença das deformações entre o ponto e seu anterior, dividido pelo tempo entre eles) versus a deformação do ponto, pode-se, pela concavidade da curva que liga os pontos *Sherby-Dorn* de um determinado material, notar-se-á o material aproximando-se da instabilidade ou não.

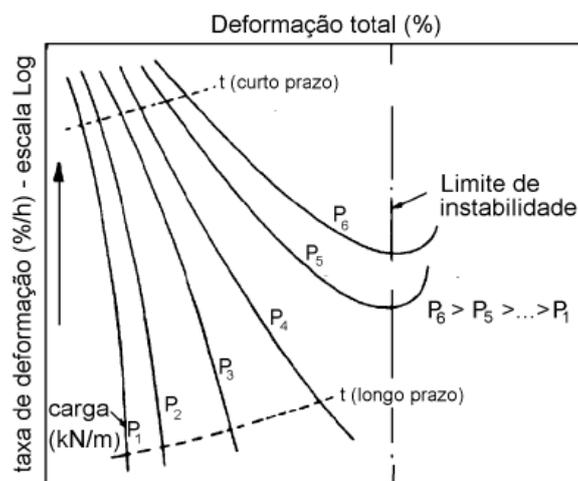


Figura 7: Curvas *Sherby-Dorn* (Adaptado de MCGOWN *et al.*, 1986).

Outras curvas típicas obtidas para a fluência do reforço são apresentadas de diversas maneiras variando os eixos e o tipo de curva entre os parâmetros (tempo, deformação, porcentagem da carga de ruptura, etc.). A reologia da interação solo-reforço também pode ser entendida quando estudado o efeito do material compósito. Testes de fluência hora feitos com materiais isolados de solo ou do reforço levam a considerações diferentes das situações encontradas em campo onde os dois atuam junto (FRANÇA *et al.*, 2012; AVESANI *et al.*, 2014).

No que tange aos aspectos de comparações de diferentes resultados de fluência, seja entre ensaios de laboratório ou resultados de campo, Costa (2006) postulou que se deve considerar que a velocidade de aplicação da carga num ensaio de fluência interfere na taxa de deformação ao longo do tempo, conforme Figura 8a. Quando a carga é aplicada lentamente, as deformações dependentes do tempo já se manifestam durante o tempo de carregamento. Quanto maior o tempo de aplicação da carga, menor a taxa de fluência após a carga ser mantida constante. Assim, as deformações ao longo do tempo observadas após a construção de um muro, que apresenta um carregamento lento, não devem ser comparadas diretamente às dos ensaios de fluência, considerando o mesmo intervalo de tempo. Considera-se que os resultados só devem ser comparados para tempos superiores ao intervalo de tempo correspondente à construção do muro. Para ilustrar esse aspecto, a autora propôs a Figura 8b, indicando o procedimento proposto como o mais adequado, para efetuar comparações entre a taxa de deformação observada em muros e em ensaios de laboratório.

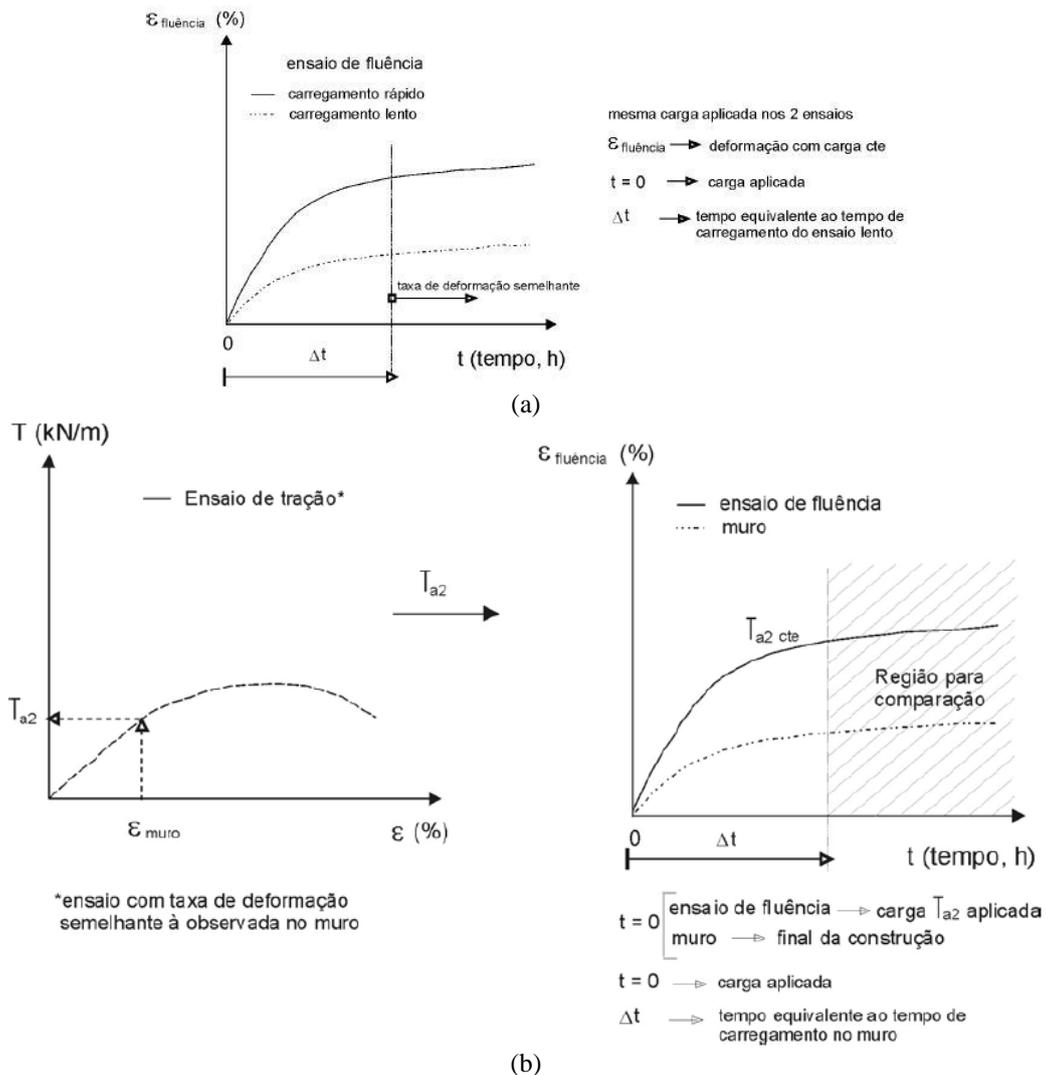


Figura 8: Influência da velocidade de aplicação da carga nas análises de fluência: (a) Diferença entre ensaios de fluência com tempos de carregamento diferentes e (b) Procedimento mais adequado para a comparação das deformações ao longo do tempo (COSTA, 2006).

Algumas constatações da literatura de fatores que afetam o comportamento ao longo do tempo de geossintéticos são descritos a seguir:

- Efeito do confinamento ao solo: numerosas pesquisas em fluência de geossintéticos hora isolado e hora confinado foram realizadas. Entretanto, para complicar esta questão, muitas são inconclusivas e, às vezes, contraditórias.
- Efeito da natureza do polímero, no que concerne a tendência de deformação com tempo, há uma tendência genérica que aparenta ser bem aplicável (DEN HOEDT *et al.*, 1994). A ordem de susceptibilidade a

resposta mais rápida e sensível as deformações por fluência segue a seguinte ordem: Polietileno (PE) > Polipropileno (PP) > Poliéster (PET).

- O efeito da estrutura do polímero: a estrutura do geossintético (peso molecular, grau de ramificação) também é responsável ao comportamento dependente do tempo. Há uma tendência bem aplicável de que segue uma regra geral de mais susceptível a fluência a estrutura na seguinte ordem: não tecidos > tecidos > estruturas integrais (geogrelhas).
- O efeito da temperatura: tem efeito direto quando a natureza do polímero é susceptível a mesma. O efeito se pronuncia em maior magnitude de deformações temporais em geossintéticos de PP; entretanto, em PE este efeito foi minimizado ao aumentar o peso molecular do geossintético. Contudo, para todos materiais poliméricos o efeito do carregamento foi maior em temperaturas maiores (CAZZUFFI *et al.*, 1997).

Também deve-se considerar o efeito do ambiente do solo envolvente, uma vez que características químicas e mecânicas do solo podem alterar o comportamento dependente do tempo de reforços.

### **2.3 Fluência confinada em solo**

De acordo com Bueno *et al.* (2004), os geossintéticos confinados apresentam uma melhoria no comportamento com a relação à fluência convencional. Porém há grande dificuldade de se executar ensaios de fluência confinada, pois os equipamentos são muito raros e em geral apenas concebidos para pesquisas. A despeito disso os resultados obtidos apresentam diferença quando submetidos sob confinamento, por exemplo, a geogrelha, é um material que apresenta deformações muito menores quando confinados em solo (AVESANI NETO *et al.*, 2014), pelos resultados dos autores, considerando-se uma vida útil de projeto entre 75 e 100 anos, obteve-se um fator de redução devido à fluência igual a 1,13. Este valor é significativamente menor que os valores apresentados na bibliografia, isso enfatiza a sugestão da FHWA (1998), em que cada geossintético deve ter sua fluência caracterizada quanto ao seu comportamento em condição confinada no solo.

McGown *et al.* (1982) afirma que a fluência pode ou não ser relevante, dependendo do tipo e característica do elemento de reforço e vida útil da obra. É

importante observar que a fluência pode ser significativamente inibida pelo confinamento do geossintético na massa de solo. Este estudo indica certo conservadorismo no projeto por conta do ensaio de fluência convencional (sem interação com o solo) estimar deformações maiores do que acontece com o reforço confinado, uma vez que a redução das deformações foi drástica em geogrelhas confinadas. Wu (1994) demonstrou que deformações por fluência dependem do tipo de solo confinante, ele construiu um aparato que simulava condições planas interagindo deformações do reforço e solo. O autor identificou que areia restringiu as deformações por fluência na interface e, no ensaio com solo argiloso, o efeito das deformações por fluência foram acelerados. França *et al.* (2013) exhibe resultados em que o ensaio não convencional confinado de solo arenoso restringiu deformações por fluência em comparação a ensaios isolados, e a partir de extrapolações de resultados de ensaio de fluência não convencional confinado de geogrelha aferiu um fator de redução por fluência de 1,9 para um período de serviço de 50 anos. Enquanto nos solos coesivos, por esses exibirem deformações dependentes do tempo (fluência secundária), a fluência do geossintético associada à interação com o solo não deve ser negligenciada (LIU *et al.*, 2012; GUSTAFSSON, 2011). Claramente estes testes demonstram que a fluência de polímeros depende da propriedade do solo confinante e das características da interface entre solo-reforço.

Grande parte dos estudos de fluência se dá por pesquisas com dados experimentais oriundos de ensaios de protótipos ou equipamentos de pequeno porte. Os equipamentos desenvolvidos por França (2011) e Costa (2004) foram analisados por Plácido (2017) e sugere-se que o confinamento ao solo trouxe diferenças nos resultados para cada tipo de equipamento, conforme Figura 9. O equipamento de Costa (2004) na interação ocorre um alívio de tensões laterais ao longo do teste. Dependendo do carregamento vertical aplicado ao ensaio, o solo envolvente pode (ou não) sofrer plastificação e, a partir desse momento, os reforços passam a sofrer um acréscimo nos carregamentos de forma não linear (Figura 9a). O equipamento desenvolvido por Costa (2004) reproduz a interação entre o reforço e solo em uma condição semelhante ao de um muro real construído em solo reforçado, já que o equipamento não permite a aplicação de carregamentos no reforço de forma direta. O carregamento no reforço é resultado do carregamento vertical aplicado e da interação entre o solo e o reforço (Figura 9d). O mecanismo de funcionamento desse tipo de equipamento é mais realista já que está sujeito, simultaneamente, aos fenômenos de fluência e relaxação - na Figura 9b observa-se que o fenômeno de relaxação acontece

no equipamento da autora. Cada equipamento de interação solo-reforço simula uma condição de campo. Já o equipamento de França (2011) permite a aplicação de qualquer combinação entre a tensão vertical e o carregamento no reforço, mesmo que esta combinação não seja realista. Comparativamente, os níveis de deformações obtidos no equipamento de fluência confinada-acelerada de França (2011) foram menores que os parâmetros de Costa (2004) e de forma geral os ensaios realizados pelo equipamento de França (2011) apresentaram menores deformações iniciais e maiores índices de fluência, conforme Figura 9c (PLÁCIDO, 2017).

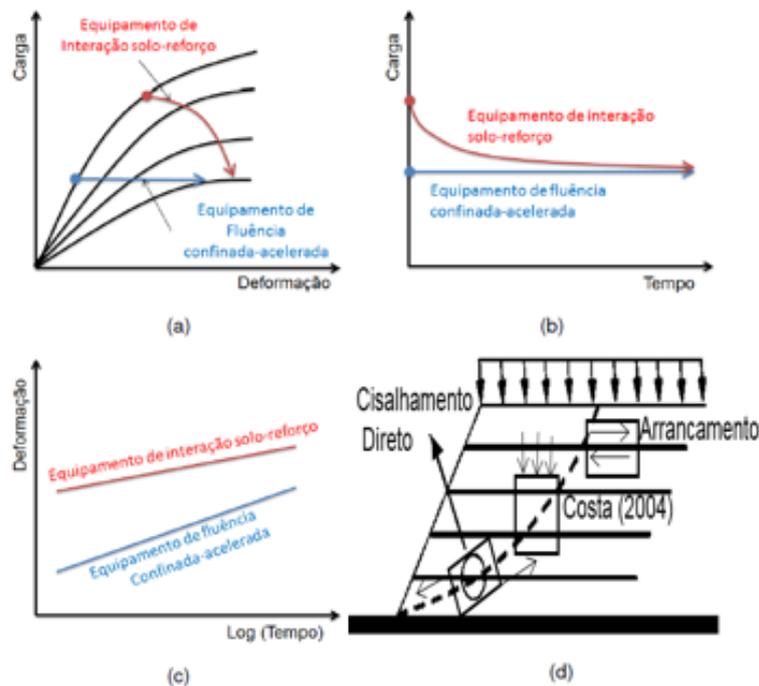


Figura 9: Comparação entre os comportamentos típicos observados nos equipamentos de interação solo-reforço e fluência confinada-acelerada: (a) Carregamentos, (b) Relaxação, (c) Deformação inicial e tendência a fluência e (d) Simulação da aplicação do carregamento (Adaptado de PLÁCIDO, 2017).

É importante destacar também que as deformações ao longo do tempo obtidas no equipamento de interação solo-reforço desenvolvido por Costa (2004) são dependentes das características de fluência do solo confinante. Para os casos em que são empregados solos com taxas de fluência menores que as dos reforços, o solo tende a restringir o desenvolvimento das deformações no geossintético. McGown *et al.* (1984) e França & Bueno (2011) reportaram uma considerável redução nas deformações por fluência em geotêxtil tecido entre camadas de areia. Por outro lado, segundo Wu & Helwany (1996), quando são utilizados solos com taxas de fluência maiores que as dos reforços, as deformações ao longo do tempo nos materiais confinados tendem a ser aumentadas.

Adicionalmente, em solo arenoso, estudos de estruturas reais de solo reforçado com geotêxtil como de Becker & Nunes (2015) e Allen & Bathurst (2002) mostraram significativos valores de deformações ao longo do tempo. No caso dos ensaios conduzidos por Becker & Nunes (2015), os resultados do campo foram menos conservadores que os dos ensaios confinados, enquanto em Allen & Bathurst (2002) os ensaios confinados levaram a resultados mais conservadores e isso foi atribuído a baixa deformação no reforço que impediu que o solo atingisse a ruptura, portanto a fluência do reforço foi mínima. Mais recentemente, Costa *et al.* (2016) com análise de protótipo em modelo de centrifuga reportou o caso de uma areia com característica de fluência muito baixa fez com que as deformações ao longo do tempo fossem restringidas.

Com relação à fluência do material de aterro, ou seja, do solo, Fannin (2001), com ensaio experimental, verificou o aumento da deformação nos reforços com o tempo está relacionado com a deformação resultante da fluência do solo de aterro. No trabalho deste autor, verificou-se um aumento da força por um período de 3 anos, sendo o comportamento força versus tempo não-linear e assumindo a forma de uma hipérbole. Ainda, Fannin (2001) enumera três fatores influentes na variação da deformação do reforço com o tempo: i) o aumento não-linear da força nos reforços com o tempo induz deformações também não-lineares com o tempo; ii) a fluência do reforço induz deformações adicionais não-lineares com o tempo; e iii) variações sazonais da temperatura do aterro podem induzir variações de deformação.

## **2.4 Comportamento ao longo do tempo de estruturas de solo reforçado com geossintéticos**

Um dos principais aspectos que podem ser observados, que parecem de forma geral ser um consenso entre os autores que tratam do assunto, é o fato dos níveis de deslocamentos observados em estruturas instrumentadas serem muito baixos, denotando um desempenho satisfatório deste tipo de estrutura. Alguns autores (ALLEN *et al.*, 1992; TATSUOKA, 1998; COSTA, 2004) atribuem as menores deformações e deslocamentos em relação aos valores esperados, ao conservadorismo existente nos métodos de projeto.

Fannin (2001) postulou, a partir de dados de dez anos de monitoramento de um muro de areia reforçado com geogrelhas de altura de 4,8 m, as seguintes conclusões a

respeito de medidas independentes de monitoramento de variações de deformações ao longo do tempo:

i) um aumento não linear das cargas ocorre concomitante com o tempo, o aumento aparenta ser maior nas camadas inferiores;

ii) o aumento da força requerida com o tempo é atribuído a deformação por fluência da areia, este comportamento continuou por 25.000 horas, após a sobrecarga permanente;

iii) variações de deformação na geogrelha exibe um complexo comportamento com o tempo, o aumento não linear e dependente do tempo das forças requeridas na geogrelha induzem a um correspondente aumento não linear da deformação;

iv) a fluência do material polimérico induz uma deformação dependente do tempo adicional; e

v) variações sazonais de temperatura do aterro, supostamente, induzem a uma flutuação dos valores medidos de deformação.

A primeira obra de aterro reforçado com geotêxteis no Brasil foi estudada por Carvalho *et al.* (1985), Bueno *et al.* (2005) e Portelinha *et al.* (2013). As leituras dos instrumentos foram realizadas durante sua construção e dois anos de operação. A obra foi construída com 11 metros de altura, inclinação de face 1H:2V, reforços de geotêxtil e solo areno-silto-argiloso com 26% de finos. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento atingiram uma coesão de 22 kPa e ângulo de atrito de 35°. Duas seções foram instrumentadas uma com geotêxtil tecido e outra com geotêxtil não tecido, ambos com resistência à tração de 22 kN/m. A instrumentação foi instalada em duas seções e em três elevações diferentes. Dados da instrumentação mostraram que uma proporção significativa dos movimentos horizontais ocorreu durante a fase de construção. De acordo com os resultados obtidos, os deslocamentos horizontais na seção de geotêxtil tecido foram maiores do que na seção de geotêxtil não tecido. Especificamente, os deslocamentos horizontais relativos máximos (normalizados a altura da parede) foram de 1,2% e 0,6% para os geotêxteis tecidos e não tecidos, respectivamente, valores contrários ao esperado. Entretanto, no geral, a magnitude dos movimentos foi relativamente pequena e, também, com relação aos deslocamentos temporais, estes foram baixos, devido principalmente, conforme autor, ao confinamento dos reforços em solo (Portelinha *et al.*, 2013).

Outra obra realizada no Brasil, em São José dos Campos/SP, com uso de solos de dois tipos de solo altamente plásticos (IP 22 e 28), altura de 4,2 m e reforços de geogrelha em camadas espaçadas de 0,2 m, foi instrumentada por Riccio *et al.* (2014). O período de monitoramento se estendeu da construção até 2 meses de operação. O muro foi construído utilizando solo fino, com geogrelha de poliéster e face de concreto, conforme Figura 10a. Para o monitoramento do comportamento deste muro, conforme Figura 10b, foram instalados equipamentos para leituras de tensão e deformação no maciço reforçado. A estrutura avaliada pelo autor foi instrumentada por meio da utilização de medidores de carga nos reforços, células de tensão total, bloco instrumentado para medição de carga na face, medidores de deslocamentos verticais, inclinômetros, tensiômetros, extensômetros mecânicos, transdutores de temperatura e marcos topográficos de face. As Figura 11a, Figura 11b e Figura 12a ilustram o comportamento deste muro.

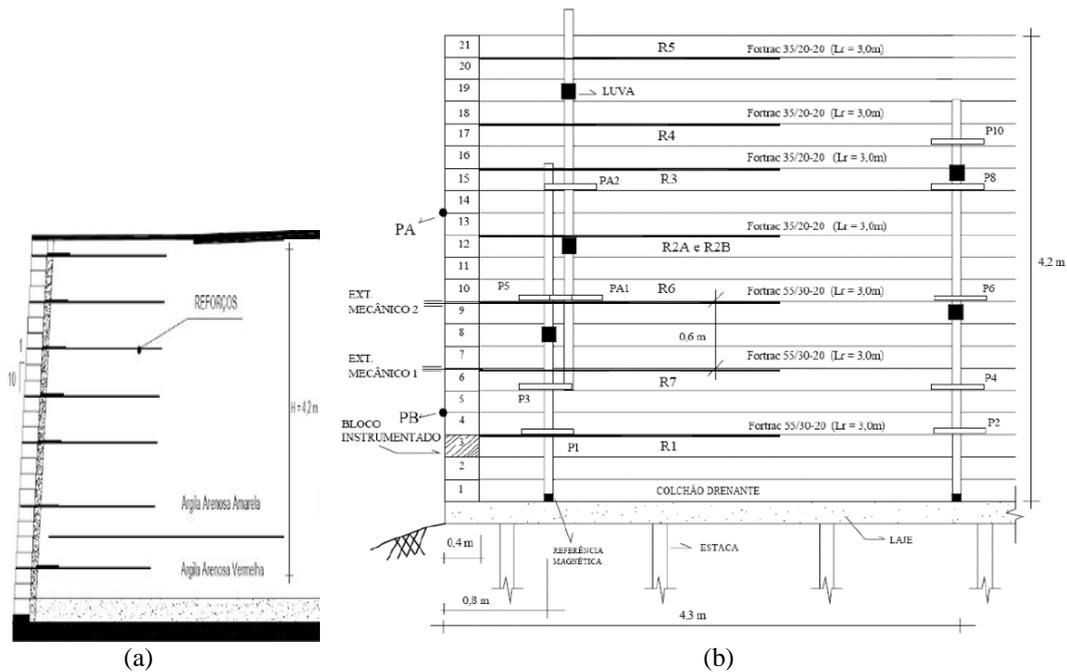


Figura 10: Muro instrumentado por Riccio *et al.* (2014): (a) Seção típica e (b) Instrumentação.

De acordo com a caracterização do solo usado, para a argila arenosa vermelha, as porcentagens passantes foram de 41% de argila, 11% de silte, 46% de areia e 2% de pedregulho, com índice de plasticidade de 28,6%. Para a argila arenosa amarela, as porcentagens passantes foram de 40% de argila, 10% de silte, 48% de areia e 2% de pedregulho, com índice de plasticidade de 22%. A fundação da estrutura constitui-se de uma laje de concreto apoiada sobre estacas. Na construção do muro de solo reforçado

foram utilizadas geogrelhas uniaxiais, com resistência nominal de 35 kN/m e alongamento na ruptura de 12%, assim como geogrelhas com resistência de 55 kN/m.

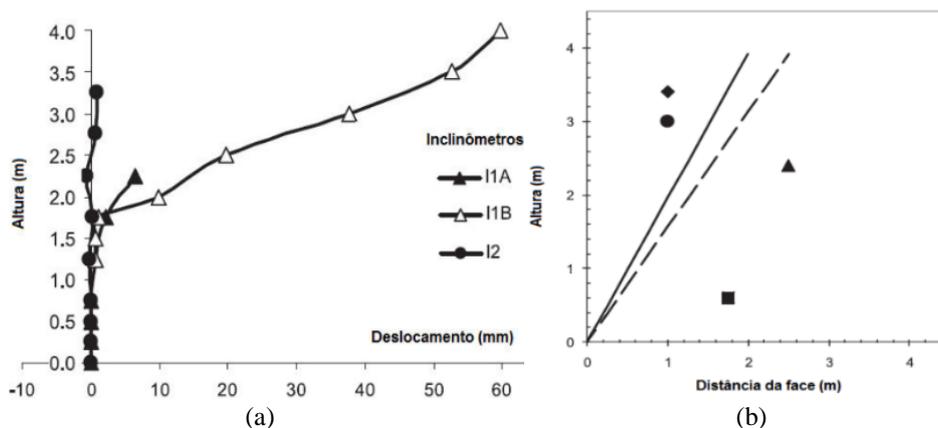


Figura 11: Comportamento Muro instrumentado por Riccio *et al.* (2014): (a) Deslocamentos horizontais ao longo da altura e (b) Locais das máximas tensões medidas ao longo do reforço e locais previstos por teoria.

Pode-se observar que, pela Figura 11a, ocorreram maiores deslocamentos do muro próximos à face (inclinômetros I1a e I1b) do que os deslocamentos, praticamente nulo, observados na zona de solo não reforçada a 4,3 m da face (inclinômetro I2). A Figura 11b mostra os locais das máximas tensões nos reforços, comparando-as com as calculadas pela teoria de Rankine. Os resultados mostraram que o deslocamento aumentou com a altura, assim como a deformação, com valor máximo de 1,5%, calculada com base nos deslocamentos internos medidos. Nota-se, pela Figura 11b, os resultados das medições de campo e as calculadas pela teoria de Rankine foram muito diferentes, devendo-se, porém, ressaltar que o muro se encontra em condição de trabalho e que a teoria de Rankine se refere à condição de ruptura, uma vez que os valores medidos não aumentaram com a profundidade, conforme prevê a teoria de Rankine (RICCIO *et al.*, 2014).

No que tange os deslocamentos verticais (recalques), a Figura 12 apresenta estes resultados. Verificou-se que o deslocamento máximo (em torno de 20 mm) ocorreu na metade da altura do muro e que o recalque da base do muro foi inferior a 10 mm, conforme Figura 12a do muro de Riccio *et al.* (2014). Considerou-se que os movimentos foram ocasionados no período construtivo da obra e, após a obra, não foi medido nenhum deslocamento ao longo do tempo significativo. Riccio *et al.* (2014) concluiu que os movimentos eram esperados durante a compactação, que gerou muito mais tensão que o próprio peso geostático da estrutura. Com base nestes resultados, pode-se considerar que a laje de concreto funcionou como uma boa fundação para a estrutura de solo reforçado.

Já em Suksiripattanapong *et al.* (2012), os recalques (medidos por placas de recalque), conforme Figura 12b de um muro de 6,0 m de altura, construído sobre uma camada de 1,5 m de silte intemperizado, foram da ordem de 80 mm, sendo que o recalque imediato da construção foi alto (60 mm) e houve ligeiro aumento com o tempo, acumulando-se em torno dos 85 mm transcorridos 50 dias do fim da construção. Pelo contorno envolvido, atribui-se esse comportamento, de maior deformação e continuação com o tempo, devido ao subsolo de fundação deste muro, onde o muro apoiou-se direto, sem nenhum tipo de tratamento.

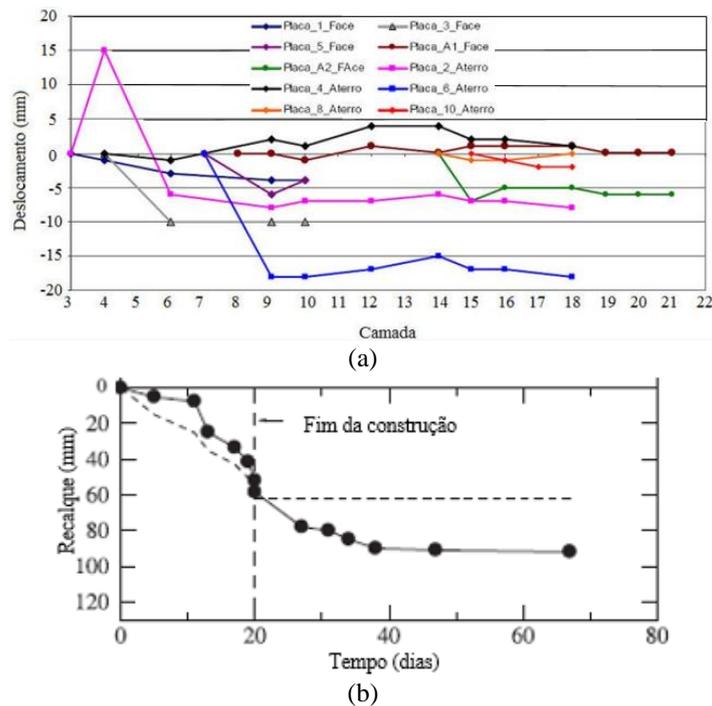


Figura 12: Recalques: (a) Muro de Riccio *et al.* (2014) e (b) Muro de Suksiripattanapong *et al.* (2012).

No estudo de Benjamim (2006), onde foram construídos e instrumentados protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado, a geometria típica foi definida com 4,0 m de largura, 4,0 m de altura e 4,0 m de comprimento e inclinação da face de 1H:5V, com reforços espaçados a cada 0,4 m. Os deslocamentos dos muros foram monitorados durante e após a construção. A partir dos valores de deslocamentos de pontos monitorados e da distância conhecida entre eles, foi possível obter a deformação média entre esses dois pontos e também foi usado ajuste matemático sigmoidal, para suposição de deformações fora dos pontos médios entre os extensômetros mecânicos. De forma geral, observou-se que protótipos de solo fino apresentaram menores deformações do que os outros com solo mais arenosos. No caso do protótipo 1, arenoso, ao fim da construção, o maior deslocamento de face apresentado para o protótipo da Figura 13 foi igual a 5 mm

e após 203 dias, esse deslocamento se desenvolveu atingindo um valor próximo a 13 mm, a 2,0 m de altura.

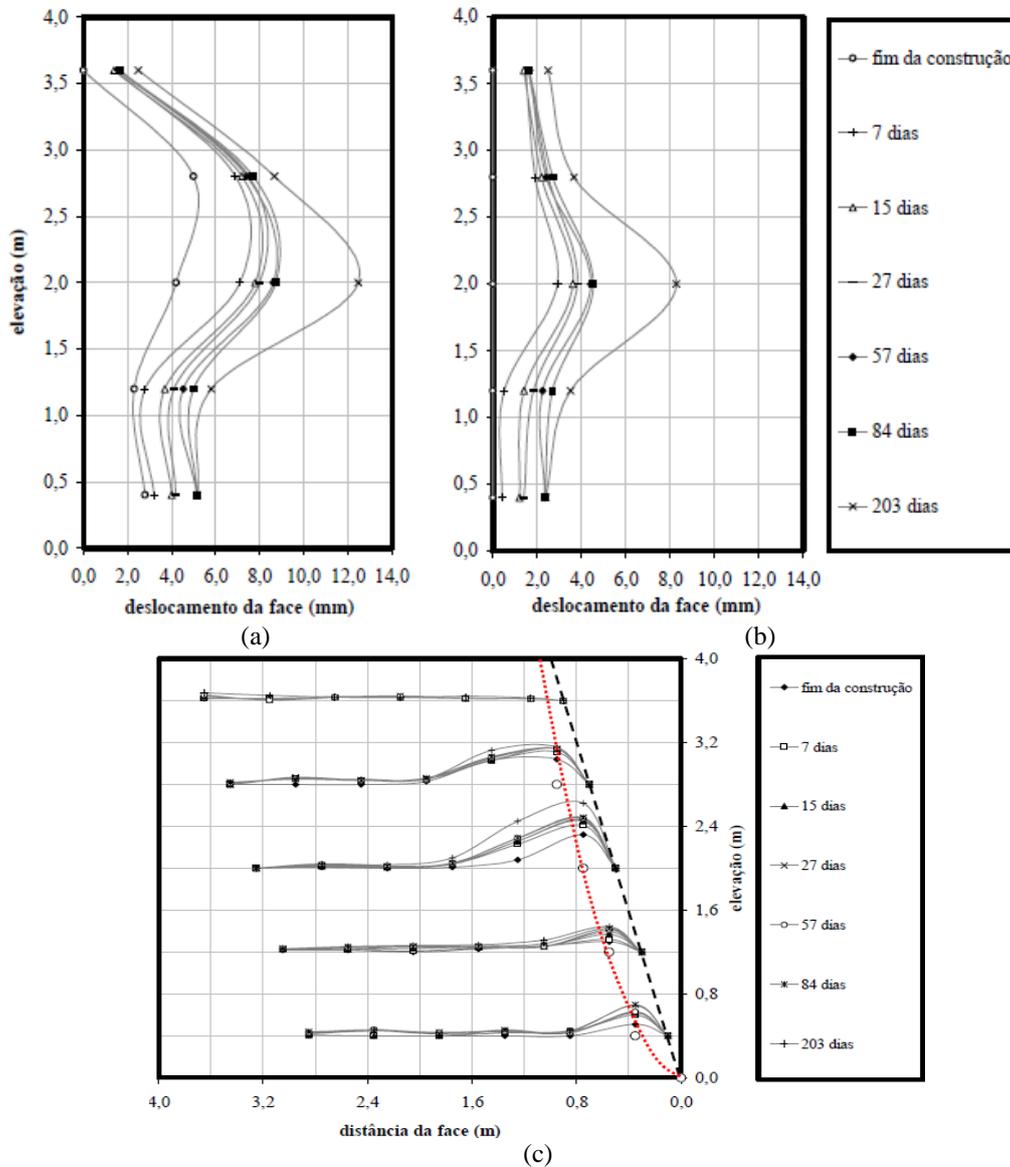


Figura 13: Comportamento do protótipo de solo arenoso: (a) Deslocamentos acumulados, (b) Deslocamentos pós construtivos e (c) Deformações (BENJAMIN, 2006).

Pela Figura 13, verificou-se que as camadas apresentaram deformações máximas no fim da construção iguais a 0,4, 0,2, 0,5 e 0,0%, respectivamente, para as cotas de instrumentação 0,4, 1,2, 2,8 e 3,6 m. Após 203 dias, essas mesmas cotas atingiram, respectivamente, deformações iguais a 0,6, 0,5 0,7 e 0,1%. Entretanto, para elevação 2,0 m, nota-se a maior deformação, no fim da construção, igual a 0,6% e atingindo 1,3% após 203 dias, localizada a 2,0 m de altura. Contudo, as taxas de deformação são ainda muito baixas. Esses baixos deslocamentos pós-construção do protótipo arenoso podem ser

creditados a diversos fatores, como os baixos valores de deformação dos reforços devido ao confinamento do solo, e também ao polímero utilizado na fabricação do geotêxtil (poliéster), com menor susceptibilidade à fluência. Também se ressalta o diagrama trapezoidal de maiores deformações formado, uma vez que a maior deformação (0,7 e 1,3%) encontram-se nas elevações centrais do muro, e menores na base e topo.

Outros protótipos com outros tipos de solos também foram analisados pelo autor. Foi observado que as maiores deformações construtivas e pós construtivas registradas nos reforços ocorreram no protótipo de solo arenoso. Nos protótipos de solo argilo-siltoso, protótipos 5 e 6 (Figura 14), considerado os de melhores desempenho, a distribuição dos deslocamentos nas cinco diferentes camadas de geotêxtil instrumentadas estão apresentadas na Figura 14a (protótipo 5 - geotêxtil não tecido) e Figura 14b (protótipo 6 - geotêxtil tecido). E as deformações em diferentes estágios após a construção, Figuras 14c (protótipo 5) e Figura 14d (protótipo 6).

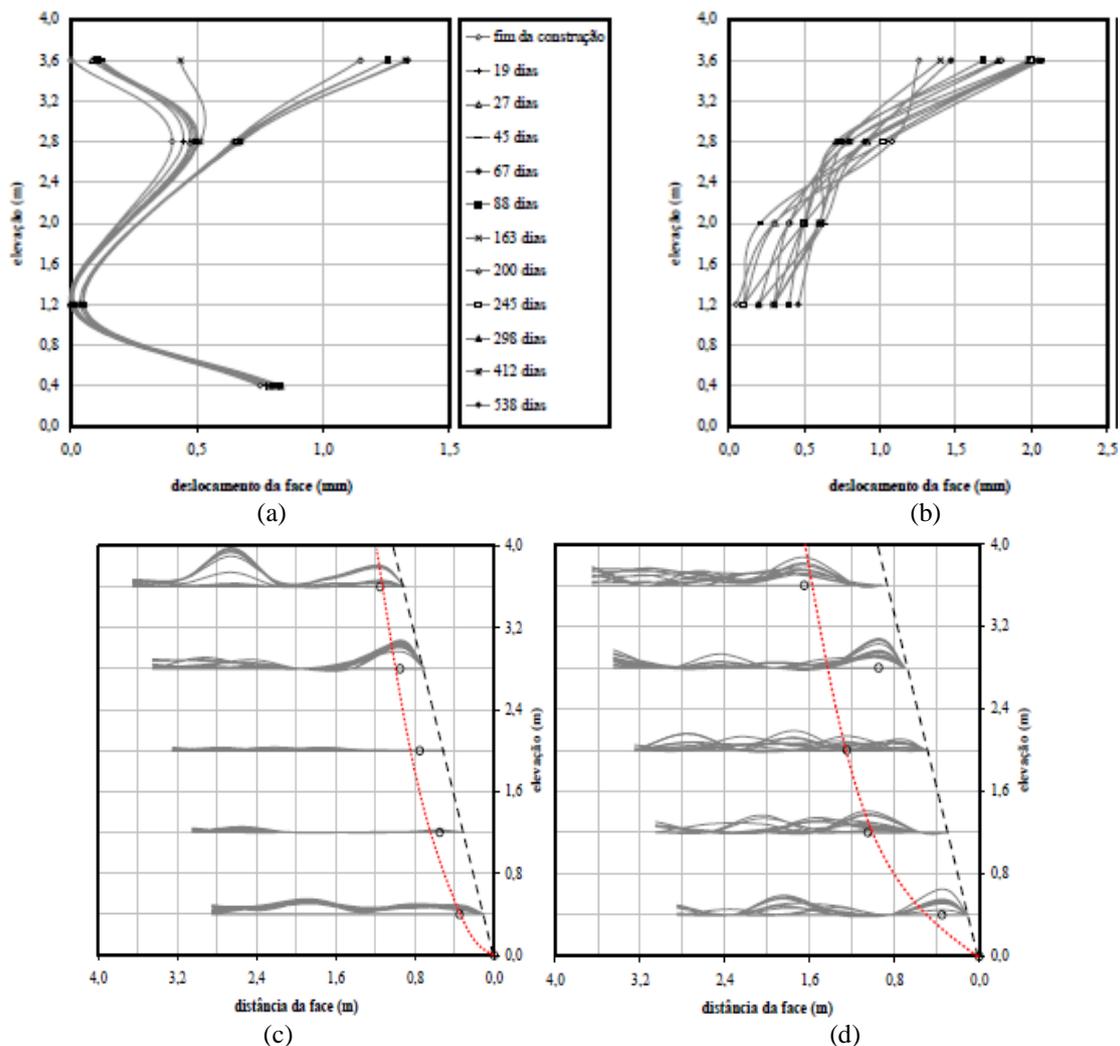


Figura 14: Comportamento dos protótipos de solo argilo-siltoso: (a) e (b) Deslocamentos acumulados e (c) e (d) Deformações (BENJAMIN, 2006).

Como esperado, em cada nível do reforço as deformações de tração cresceram progressivamente da face da estrutura para um valor máximo e depois diminuíram. A superfície potencial de ruptura se encontrou próxima à face, na ordem de 0,5 m de distância da face, mais próxima da face no protótipo 5 de geotêxtil não tecido e mais distante no protótipo 6, de geotêxtil tecido. Apesar das deformações altas no topo da estrutura, entre os 8 protótipos analisados, o autor considerou o solo composto de argila e silte como o de melhor desempenho, principalmente devido a sua natureza laterítica, fornecendo alta resistência quando compactado. O fenômeno mais provável para as altas deformações ao longo do tempo observadas nas camadas superiores foi devido a formação de trincas de tração (~15 mm de largura) no topo da estrutura, por onde percola água retirando a coesão deste solo e transferindo os esforços de tração para o reforço. O autor concluiu que, se garantido as condições de drenagem (manter a coesão do solo nas condições de não saturação), a combinação de solo argilo-siltoso laterizado é a mais adequada para construção destas estruturas e com melhor desempenho pós-constutivo.

O estudo de diferentes solos, em grande parte para aproveitamento e uso de solo local para construção dessas estruturas, não se restringe somente a solos finos. Na China, relatado no artigo de Yang *et al.* (2014), um muro de 17 m de altura feito com mistura de solo-rocha local foi monitorado para se verificar o desempenho pós-constutivo, em operação, sobre atuação da gravidade. A instrumentação continuou por 15 meses e foi elaborada para medir pressões horizontais na face, deformações horizontais e deslocamento de face, nas regiões de base e topo do muro. As pressões na face da estrutura foram abaixo de 10 kPa e as deformações construtivas, observadas pelas elevações das camadas instrumentadas, não passaram de 0,5%, sendo preponderantes mais próximas a face, enquanto as menores deformações ocorreram mais distantes da face. Com base no conservadorismo dos valores, evidenciado com o mínimo movimento pós-constutivo da estrutura, inferior a 0,3%, este estudo averiguou a qualidade deste tipo de mistura solo-rocha para ESR com geossintéticos. Outra constatação foi que as deformações pararam de se desenvolver a partir de 9 meses (~7.000 horas) pós conclusão da obra.

Dois muros altos, 16,7 m (muro 1) e 21,1 m (muro 2), foram construídos no Japão. Constituídos de solo arenoso bem graduado, foram bem compactados em camadas de 0,6m (camadas inferiores) e 1,2 m (camadas superiores) entre linhas de reforços de geogrelhas de 20 a 87 kN/m de resistência, respectivamente. Camadas de reforços foram

instrumentadas com extensômetros elétricos, sendo uma linha de instrumentação próxima a base, uma central e uma outra no topo, com monitoramento contínuo por 9 meses. A análise do tempo e da história de deformações nos reforços indicaram baixos valores de deformação. Os maiores valores observados foram de 0,3% para o muro 1 e 0,5%, para o muro 2. Evidenciou-se que o movimento pós construtivo foi nulo, apesar de fortes chuvas terem ocorrido, constatando-se que a drenagem funcionou adequadamente. Ainda, constatou-se que a baixa deformação por fluência dos reforços, possivelmente, acontece por conta do FS contra a ruptura ser maior que a unidade, quando adequadamente se considera ação sísmica. Outros fatores, por exemplo, o conservadorismo no valor de pico da resistência ao cisalhamento do solo, os efeitos positivos da sucção na resistência de solos não saturados e os valores de tensão medidos, em geral nas estruturas de solo reforçado, serem demasiadamente menores que os previstos pelos métodos de dimensionamento (KONGKITKUL *et al.*, 2010).

No trabalho de Liu (2012) foi constatado que o espaçamento ( $S_v$ ) está dentre o parâmetro mais importante que influencia nas taxas de deformações ao longo do tempo de geossintéticos, assim como a rigidez. Neste trabalho, analisou-se também que o comprimento do reforço teve pouca influência no comportamento das deformações ao longo do tempo em muros, a menos que seja imprópriamente pequeno, isso é, relações  $L_R/H$  inferiores a 0,6 (LING & LESHCHISKY, 2003; LING *et al.*, 2005). Segundo Liu (2012), o parâmetro  $S_v$  foi determinante nas taxas de deformação por fluência em sua análise. A Figura 15 exhibe a influência do espaçamento entre camadas no comportamento de deformação por fluência, para todas alturas de muros analisadas, houve um aumento, praticamente linear, das deformações horizontais por fluência na zona reforçada do maciço, à medida que se aumenta o espaçamento entre camadas.

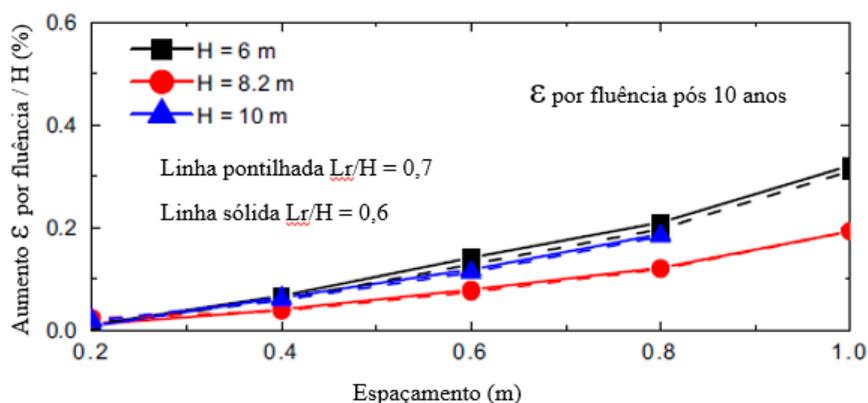
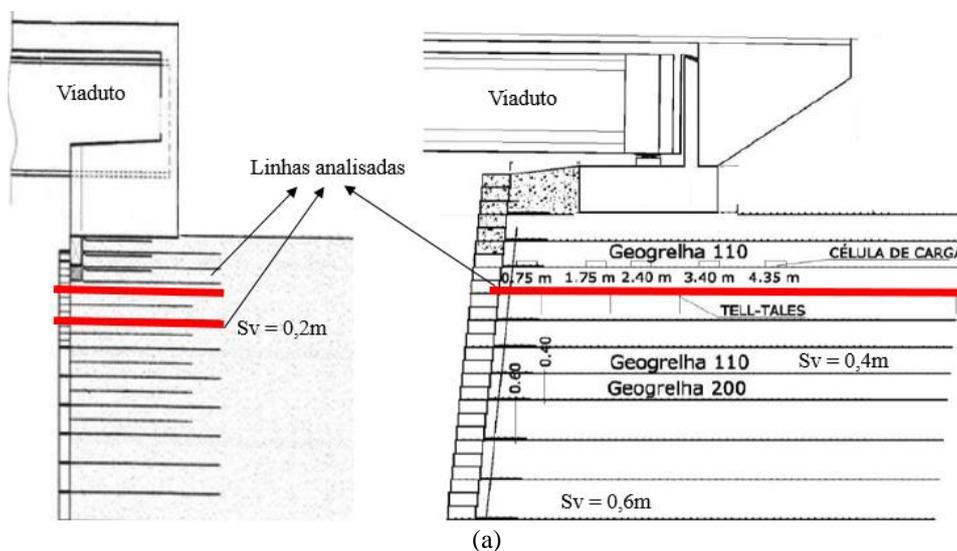


Figura 15: Efeito do espaçamento entre reforços nas deformações horizontais (LIU, 2012).

Em muros de contenção portante, a sobrecarga deve ser considerada para conter aterros viários e suportar um viaduto. Os comportamentos de dois muros de contenção portante foram monitorados durante sua fase construtiva e também durante a fase inicial de carregamento operacional. O muro de Silva & Brugger (2014) de altura de 5,6 m foi construído utilizando-se geogrelhas, de PVA de 200 kN/m e de 110 kN/m de resistência nominal com deformação de ruptura de 5% (rigidez de ~2.200 e 4.000 kN/m), com fator de redução de 1,53, espaçadas de 0,4 m e 0,6 m, respectivamente. O muro de Saghebefar *et al.* (2017) de altura de 4,3 m foi construído utilizando geotêxtil tecido de PP de 80 kN/m de resistência nominal e com deformação de 2% a 17 kN/m (~400 kN/m), com  $FR_{FL}$  de 3 a 4, espaçados em 0,2 m. Ambas cargas impostas foram semelhantes e da ordem de 150 kPa. A Figura 16 exibe a comparação de ambas as obras. A Figura 16a exibe as seções destes muros, enquanto a Figura 16b exibe as deformações das camadas analisadas. Nota-se que os níveis de deformação nas linhas de reforços analisadas em ambos os casos são semelhantes, em torno de 0,5%, embora as rigidezes dos reforços são de 5 a 10 vezes maior. Este comportamento de deformações semelhantes pode ser atribuído ao espaçamento entre camadas, em que uma proporção de 2 vezes gerou desempenho semelhante a um reforço de 5 a 10 vezes maiores. Ainda, nota-se pouca imperceptível evolução de deformação entre os monitoramentos, 120 dias (da linha de cor cinza, liberado para tráfego, para linha de cor amarela, 120 dias depois) no caso do Saghebefar (2017), este aspecto vai de encontro com a literatura, onde muros que o reforço enfrenta pouca deformação construtiva, majoritariamente apresentam baixas deformações temporais para pequenos espaçamentos entre reforços.



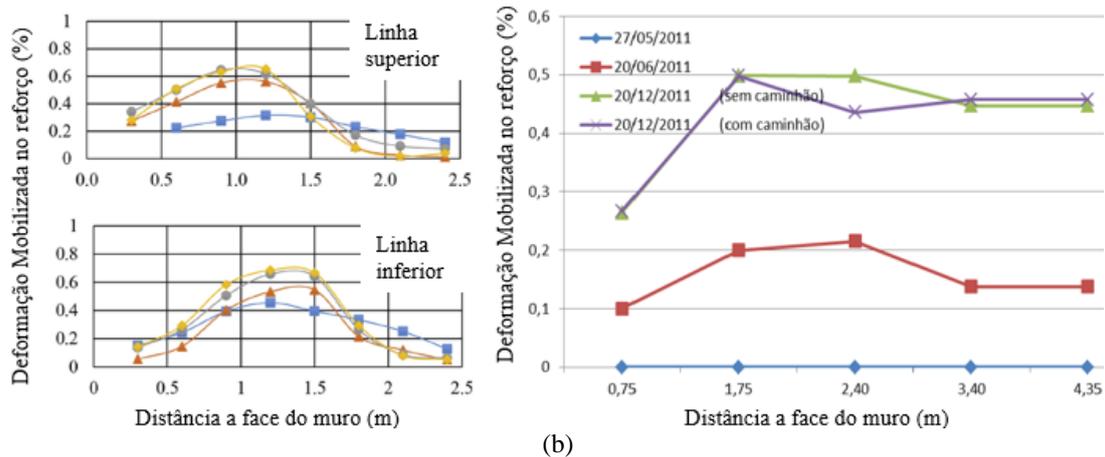
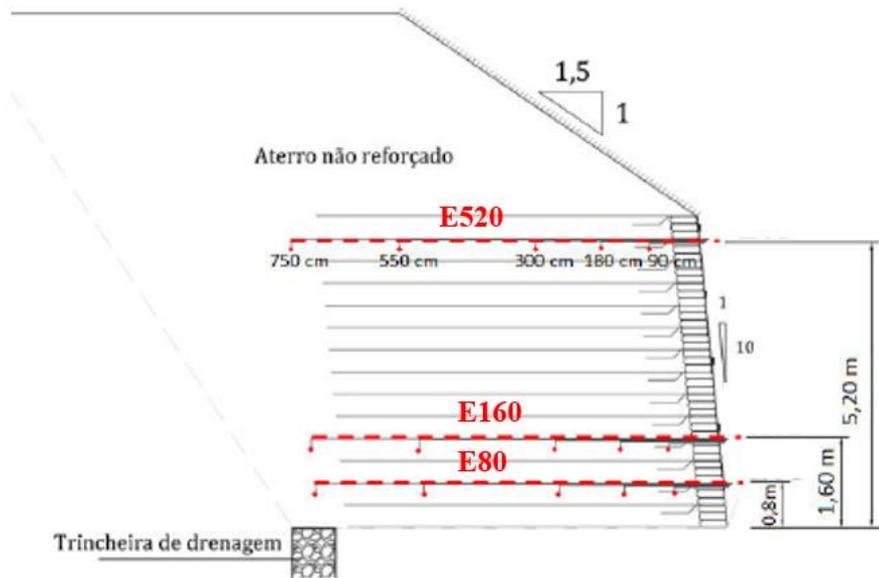


Figura 16: Influência do espaçamento do reforço: (a) Seções e (b) Deformações (Adaptado de SAGHEBEFAR *et al.*, 2017 e SILVA & BRUGGER, 2014)

Portelinha (2012) instrumentou uma obra de solo reforçado, em Campinas/SP, ilustrada pela Figura 17. A estrutura consistiu em um sistema de contenção composto por solo reforçado de altura até 9,0 m, construído com solo de areia siltosa não plástica com 33% de finos. Um aterro não compactado de 4,5 m foi construído no topo da estrutura. O muro de solo reforçado tem altura de 5,4 m, inclinação de  $84^\circ$  e é composto de reforços de geotêxteis tecidos, incluindo uma seção experimental construída com geotêxteis não tecidos, com resistência de 40% do geotêxtil tecido; as camadas de reforços foram espaçadas de 0,4 m, conforme seção típica da estrutura ilustrada na Figura 17b. O reforço selecionado para compor o muro definitivo é de polipropileno com resistência última à tração de 57 kN/m, com rigidez de 5% a 150 kN/m. Já a seção experimental foi reforçada com geotêxtil não tecido de 25 kN/m de resistência, com rigidez de 5% a 20 kN/m. A instrumentação proposta captou deslocamentos internos distanciados em 0,9, 1,8, 3,0 e 5,5 metros da face e nas elevações de 0,8, 1,6 e 5,2 metros em relação ao solo, denominadas E80, E160 e E520.



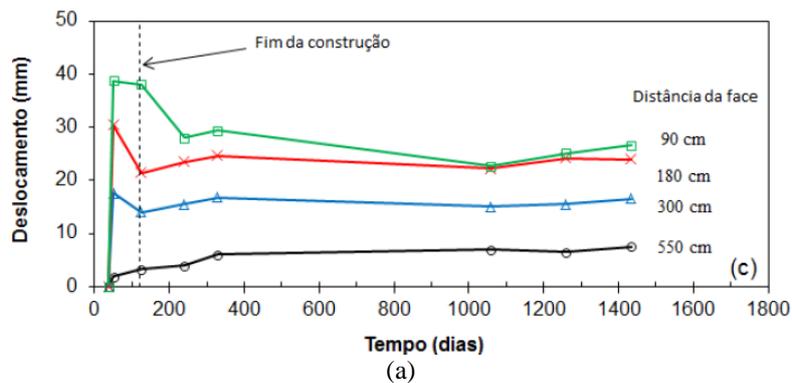
(a)



(b)

Figura 17: Muro instrumentado: (a) Vista frontal e (b) Seção típica com elevações instrumentadas (PORTELINHA, 2012).

Os resultados dos deslocamentos internos observados ao longo do tempo estão plotados na Figura 18, por elevação instrumentada. Pela Figura 18, nota-se que os deslocamentos, após o período construtivo, de forma geral, foram estáveis e de pequena monta, durante o período monitorado, sendo os maiores deslocamentos observados próximo a face da estrutura. As análises de Plácido *et al.* (2018), em torno do muro de Campinas/SP, trouxeram contribuição ao estudar o comportamento ao longo do tempo do muro de Portelinha (2012), não somente em campo, mas aliando ensaios de fluência confinada do reforço, podendo influir sobre o uso de ensaios confinados de fluência na previsão do comportamento de campo. Houve comparação de deformações entre deformações de campo e de laboratório, com ensaios de fluência confinada de 140, 200, 300 e 400 kPa, conforme Figura 19a (seção composta de geotêxtil tecido) e Figura 19b (seção composta de geotêxtil não tecido).



(a)

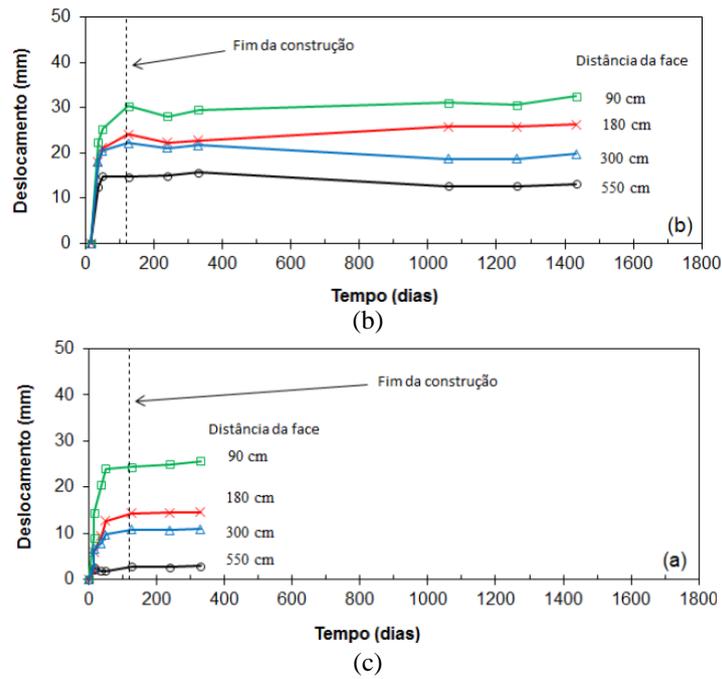


Figura 18: Deslocamentos ao longo do tempo do muro instrumentado: (a) E520, (b) E160 e (c) E80 (PORTELINHA, 2012).

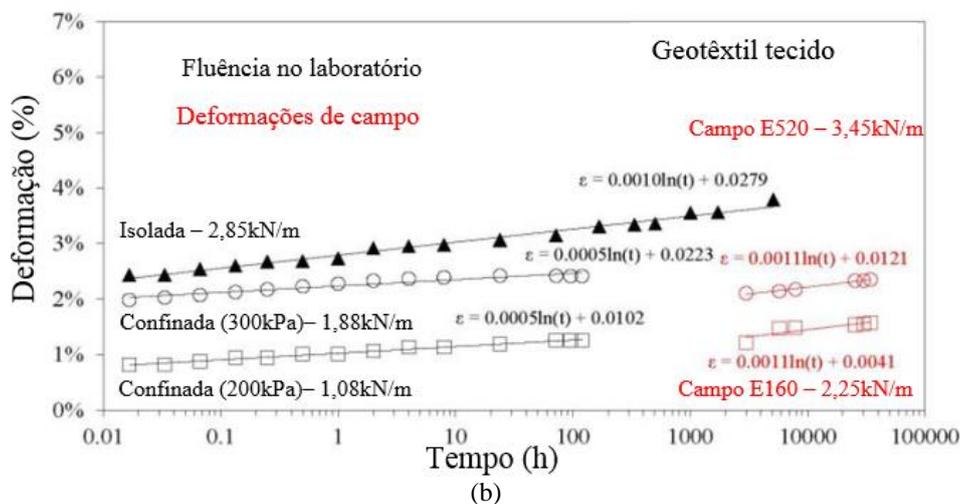
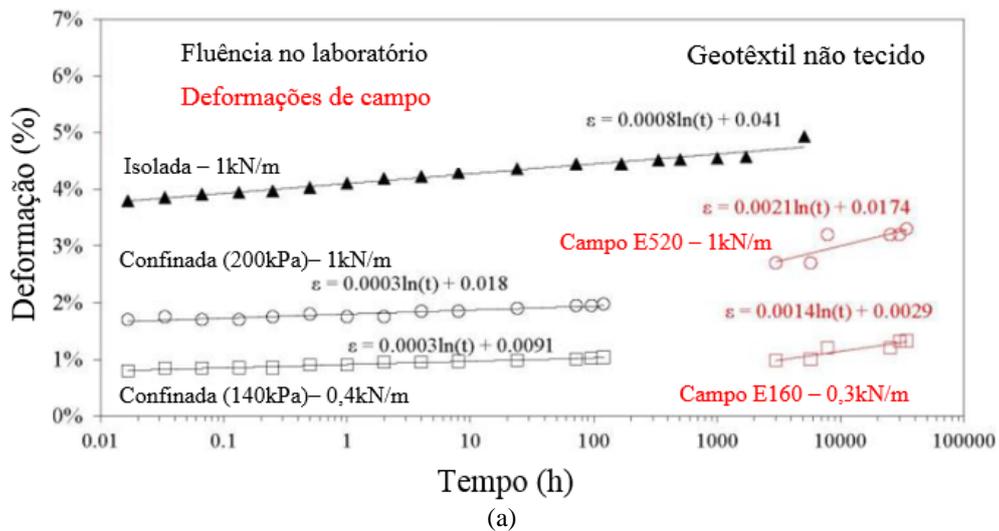


Figura 19: Comparações de deformações de campo versus laboratório: (a) Geotêxtil não tecido e (b) Geotêxtil tecido (PLÁCIDO *et al.*, 2018).

Pelos resultados plotados nas Figuras 19a, os níveis de deformações iniciais dos ensaios de fluência confinada foram ligeiramente inferiores aos níveis de deformação registrados a partir das leituras de campo. Para ambos as seções, conforme Figura 19a e Figura 19b, os parâmetros de fluência (coeficiente “b” da equação logarítmica) dos ensaios de laboratório foram subestimados em relação aos obtidos em campo.

Os resultados mostram também que, apesar de existir uma diferença entre os índices de fluência obtidos em laboratório e em campo, os resultados entre as duas abordagens não são tão discrepantes, já que existe certo paralelismo entre as curvas obtidas.

Pelos mesmos gráficos comparativos entre os resultados de campo e os resultados dos ensaios confinados, estes se mostram com um melhor ajuste para os dados dos geotêxteis não tecidos. Os dados referentes ao reforço em geotêxtil tecido não apresentam um ajuste tão bom quanto o observado para o geotêxtil não tecido. Entretanto, os autores postularam que os comportamentos de campo são afetados por danos de instalação e degradação química, que podem ser significantes nas deformações por fluência do geossintético e da estrutura como um todo. Ainda, os processos de variação de umidade observados em campo influem na resistência do solo e sua rigidez, que não são considerados ao se comparar com resultados de deformações por fluência em laboratório. Todas essas variáveis levaram a maiores deformações temporais em campo. Ainda assim, pelo estudo, entendeu-se que ensaios de fluência isolada são suficientes para estimar deformações dependentes do tempo em estruturais reais, principalmente para geotêxtil tecido, e maior cuidado com previsões de muros compostos por geotêxtil não tecido.

Outra importante verificação deste estudo, quanto ao comportamento a longo prazo e a tendência a integridade da estrutura, foi a respeito das velocidades das taxas de deformações observadas nos reforços estudados. A Figura 20 exhibe as curvas do tipo *Sherby-Dorn* e deformação-logarítmica versus tempo.

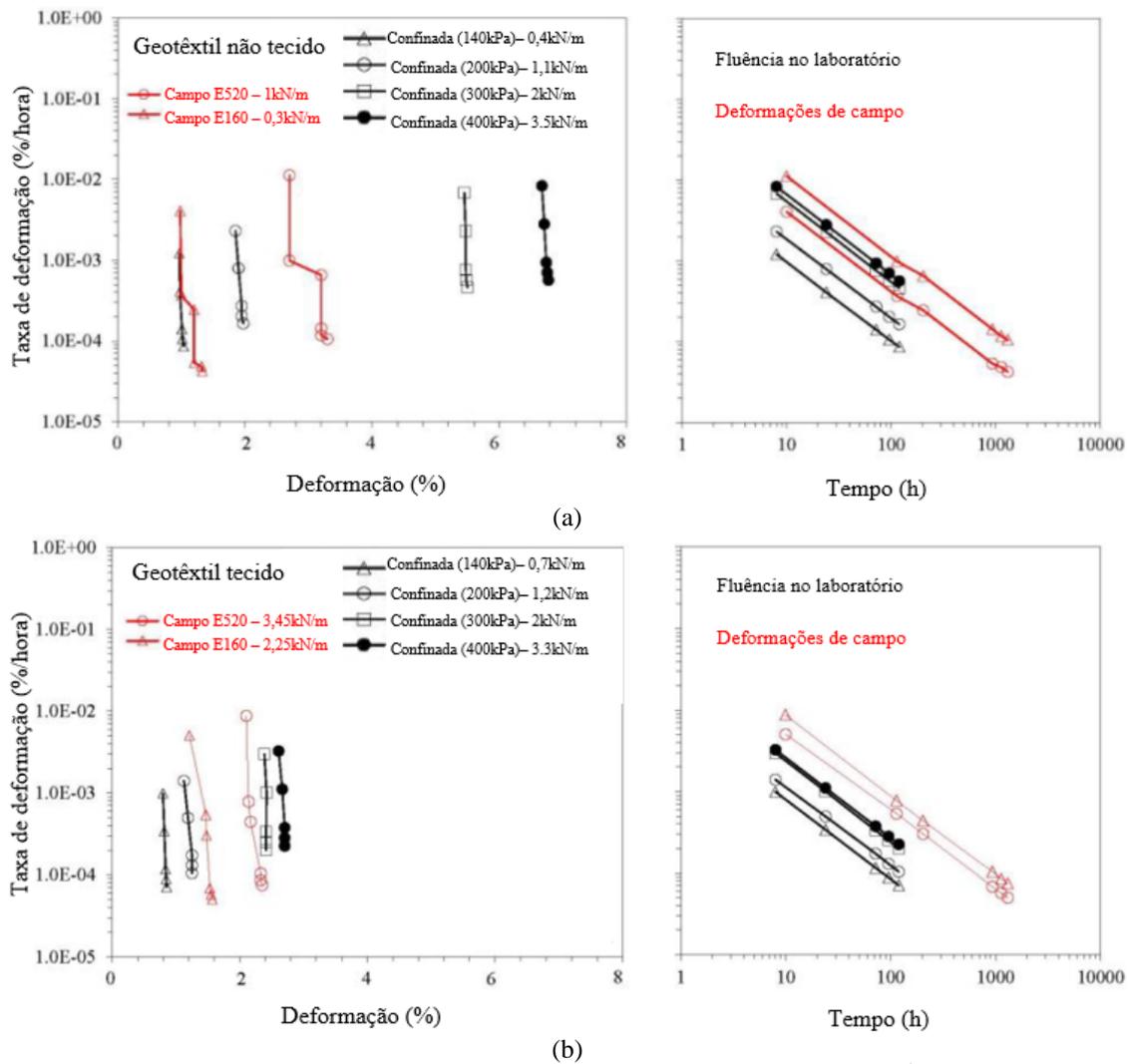


Figura 20: Curvas *Sherby-Dorn*: (a) Geotêxtil não tecido e (b) Geotêxtil tecido (PLÁCIDO *et al.*, 2018).

Pela Figura 20, pode-se identificar a linearidade das curvas *Sherby-Dorn*, para todos os casos, portanto, os resultados, para as elevações 1,6 e 5,2 m e os ensaios de fluência confinada, indicam que apenas a fluência primária foi observada. Ainda, conforme Figura 20a, nota-se que o ensaio confinado de 140 kPa (tensão mobilizada no reforço de 0,4 kN/m) apresentou comportamento muito semelhante a elevação instrumentada a 1,6 m, podendo-se, portanto, concluir que os resultados de ensaio em confinado reproduziram satisfatoriamente o comportamento de campo. Pela mesma Figura 20a, no caso da elevação instrumentada a 5,2 m do solo, a curva está mais para a direita do que o ensaio confinado com tensão mobilizada semelhante (confinante de 200 kPa), indicando novamente que o comportamento de deformação temporal de campo é maior que o de laboratório.

Para o caso de geotêxtil tecido (Figura 20b), as duas linhas instrumentadas (1,6 e 5,2 m do solo) estão abaixo e a esquerda dos ensaios com tensões mobilizadas no reforço semelhantes (300 e 400 kPa, respectivamente). Pode ser notado que, em ESR com geotêxtil tecido em campo, estes tendem a apresentar menores deformações que os ensaios confinados de laboratório, indicando que neste caso o ensaio confinado subestima o comportamento de campo. Entretanto, a similaridade e proximidade da tendência das curvas indicam que há possibilidade de comparação entre os comportamentos dependentes do tempo. De modo geral, as curvas são lineares e para baixo, isso indica que as deformações estão com evolução das taxas de velocidade de deformação diminuindo, implicando que o comportamento tende em ir para uma constante ou até a cessar as deformações, referente a parte primária da fluência, logo, indica-se que o comportamento de campo corresponde a fase primária da fluência.

O estudo realizado por Allen & Bathurst (2002) foi de grande importância para responder diversas questões, por exemplo, i) identificar e analisar o comportamento ao longo do tempo de muros bem documentados expostos na literatura (alguns presentes nas Figuras 21, 22 e 23); ii) determinar sua estabilidade ao longo do tempo; iii) prover uma aproximação para os níveis de carregamento nestes muros comparando a resultados de ensaios dos reforços do mesmo material dos muros em ensaios convencionais isolados de fluência; e iv) um guia para o estabelecer o que deve ser considerado bom, ou mal, pelo comportamento exibido de um muro, elucidando alguns critérios para isso. Para atingir esses objetivos, basicamente, deve-se entender se os reforços estão indicando apenas a fluência primária, conforme já mencionado, ou até se as deformações logarítmicas estão decrescendo e, portanto, aproximando-se para completa estabilização (ALLEN & BATHURST, 2002).

No estudo destes autores, para determinar o correto ensaio de laboratório que deve ser comparado ao campo, usaram do valor de deformação no reforço (logo após a conclusão da obra) e estimou a força mobilizada para aquela deformação através do valor de rigidez adequado à deformação. Já as cargas definidas para os ensaios de fluência foram determinadas com base no esforço estimado pelo Método Simplificado (AASHTO, 2002). A começar pelo muro denominado “Tanque Verde (GW5)”, com altura de 4,9 m, com reforços de geogrelha de PE de alta densidade, instrumentado com extensômetros elétricos na elevação a 1,3 m (E130) do “pé” do muro, está ilustrado na Figura 21. Outro muro (denominado GW7), construído em Oslo, com altura de 4,8 m, dados em Fannin

(2000), com reforços de geogrelha extrudada uniaxial instrumentado na linha a 0,8 m (E80) e 3,6 m (E360) do “pé” do muro, está presente na Figura 22. E, com dados de Knight & Valsangkar (1993), altura de 6,1 m, denominado GW18, instrumentado com geogrelha biaxial de PP, nas linhas a 1,2 m (E120) e 3,7 m (E370) do “pé” do muro, é ilustrado pela Figura 23.

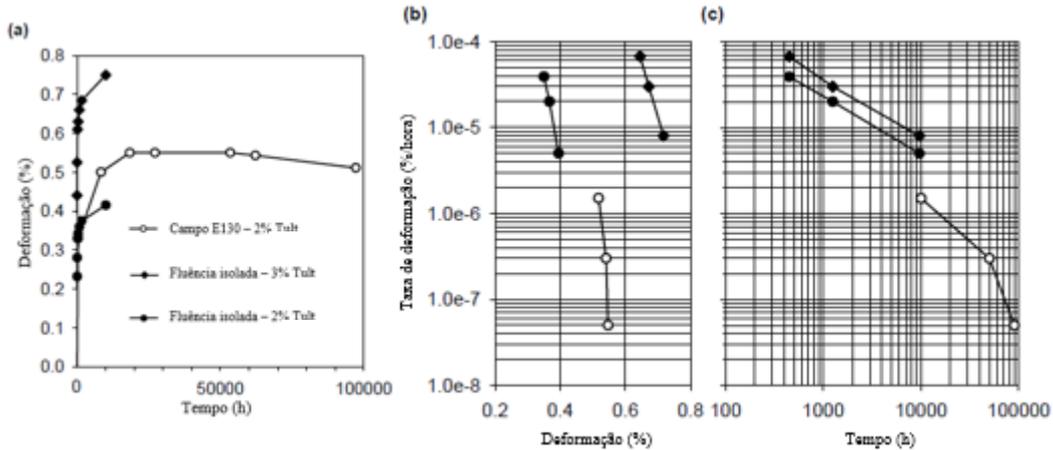


Figura 21: GW5: (a) Deformação versus Tempo, (b) Curvas *Sherby-Dorn* e (c) Taxa deformação versus Tempo (ALLEN & BATHURST, 2002).

A partir da Figura 21a, pode-se considerar, após as 100 horas, que qualquer deformação atribuída ao reforços se dá por conta da fluência, uma vez que todo esforço carregamento de construção do muro foi transferido para o reforço. Também pode notar que este muro consta com 1.000.000 horas de monitoramento (~10 anos). Pelos resultados pode-se notar baixos valores de deformação e taxa de deformação ao longo do tempo, inclusive bem menores que o que o ensaio de fluência previa. Ainda, as deformações temporais em campo mostram-se cessadas e os valores de deformações por fluência e taxas nos níveis de carregamento previstos são significativamente maiores que os observados no muro, mas não elevados o bastante para resultar em eventual instabilidade.

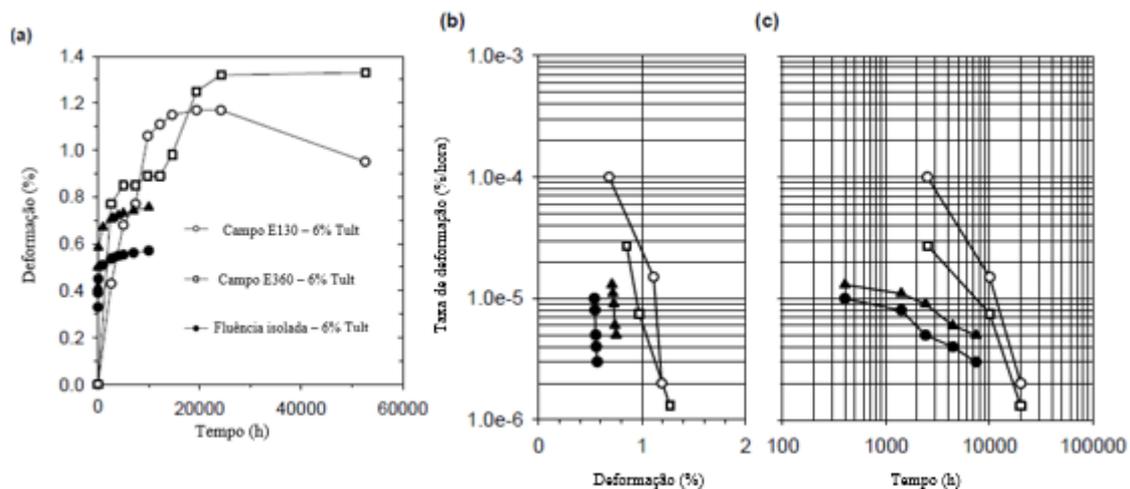


Figura 22: GW7: (a) Deformação versus Tempo, (b) Curvas *Sherby-Dorn* e (c) Taxa deformação versus Tempo (ALLEN & BATHURST, 2002).

O monitoramento do GW7 (Figura 22), muro com reforços de geogrelha, também apresentou dados excepcionais pós construtivos (até 10 anos de dados). Nota-se que as leituras de deformação diminuíram consideravelmente após as 50.000 horas, os autores não determinaram a razão específica para isso. O salto no gráfico da Figura 22a em torno das 7.000 horas foi atribuído a uma, suposta, fluência do solo no topo da estrutura, segundo Fannin (2000). Ainda, as taxas de deformação observadas do muro foram maiores que as taxas observadas do ensaio do reforço – para o mesmo valor de carregamento.

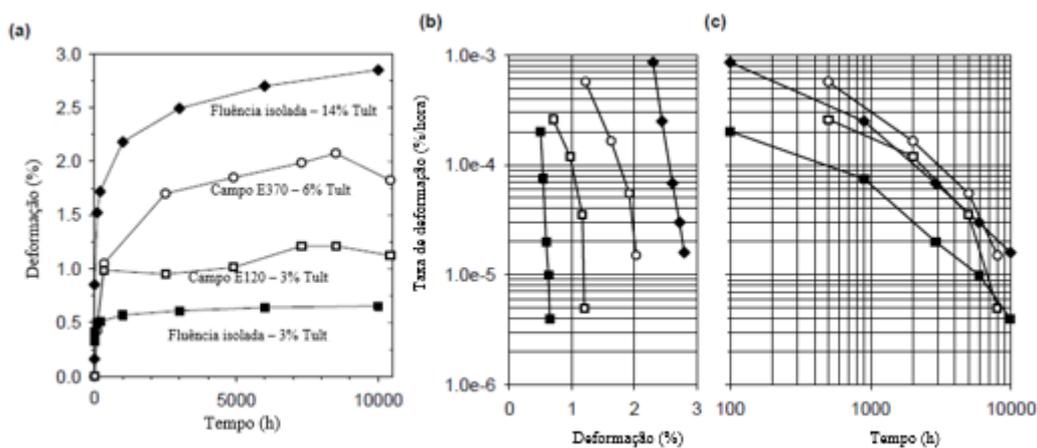


Figura 23: GW18: (a) Deformação versus Tempo, (b) Curvas *Sherby-Dorn* e (c) Taxa deformação versus Tempo (ALLEN & BATHURST, 2002).

Pela similaridade das curvas, principalmente da Figura 23c, pode-se concluir que os níveis foram bem representativos do comportamento de campo com o do ensaio de fluência convencional sem confinamento. Porém, observa-se que, no primeiro momento,

as deformações ao longo do tempo no muro aumentaram mais que as do ensaio, para as 2.000 primeiras horas. E também, as deformações por fluência medidas no muro foram menores que no reforço ensaiado isoladamente na tensão estimada.

Pelas Figuras 21 a 23, conforme Allen & Barthurst (2002), as deformações temporais dos muros foram condizentes com o comportamento de fluência primária do reforço nos ensaios convencionais de fluência sem confinamento e chegaram a cessar, durante o período monitorado. O comportamento de fluência foi de acordo com o exposto na literatura, baixos níveis de deformação indicam que a solicitação no reforço está bem abaixo da sua resistência última, considerando que os dados de campo incluem degradação química e danos de instalação. Adicionalmente, Greenwood *et al.* (2001) mostrou evidência de que a medida que a fluência em longo prazo ocorre, sendo que a resistência do reforço não diminui até que se atinja a fase terciária da fluência. Logo, isto é um argumento contra ao o método de cálculo de redução da resistência do reforço, que usa da diminuição da resistência com o logaritmo do tempo. Isto significa que o fator de segurança contra a ruptura do reforço é significativamente maior que os métodos de dimensionamento indicam nas condições de operação destas estruturas.

Nota-se também, de forma geral, segundo os autores, que a taxa de fluência em longo prazo, eventualmente, diminuiu ao ponto que a deformação por fluência medida no muro foi menor que a dos ensaios, mas em curto prazo o ensaio se mostrou com maiores taxas de deformação. Esse fenômeno pode ser observado, de acordo com os gráficos de taxa de deformação das Figuras 21a e b, 22a e b e 23a e b, formando uma “quina” com a forma de um “joelho” nestas curvas. Este fenômeno pode ser atribuído aos seguintes fatores: A carga diminui em longo tempo, devido a transferência de força entre camadas, ou o ganho de resistência do solo (1); a susceptibilidade do solo a fluência diminui com o tempo (fluência primária), forçando o geossintético a relaxar as tensões (2); e a alta taxa de fluência é uma combinação de fluência e aumento de carregamento e, uma vez que o carregamento cessa, a deformação por fluência volta a cair para a taxa de fluência “pura”, refletindo o valor de tensão aplicado ao reforço na camada (3).

Diante dos possíveis cenários, considera-se que os mais prováveis são o (2) e (3), e a combinação deles. Caso o (2) seja a causa, a taxa de fluência do muro continuará a diminuir, significativamente mais rápida que o reforço no ensaio isolado. No cenário (3), a taxa de deformação medida, num primeiro momento, será maior que em laboratório, porém, com o tempo, elas tenderam a se nivelar e a cessar, em longo prazo (após cessar

o carregamento). Os muros GW5 e GW7, segundo os autores, aparentam a tendência do cenário (2), enquanto GW18 ainda não pode ser, claramente, definido, necessitando de mais dados a longo prazo para avaliar este muro.

Conforme elencado anteriormente, os autores propuseram um critério para o comportamento de muros em solo reforçado com geossintéticos. Com base nesses dados de muros de solos granulares, foi postulado que bom comportamento será dado por baixos valores de deformação nos reforços (inferiores a 3%), deformações por fluência e taxas de deformações temporais estarem diminuindo ao longo do tempo, o muro não apresentar sinais visuais de ruptura (por exemplo, “abaulamento” ou fissuras), e os deslocamentos pós construtivos do muro serem menores que 30 mm antes das 10.000 horas. Os resultados de obras reais e muros experimentais apresentados na bibliografia mostram que, em geral, em condições de trabalho, as deformações nas estruturas em solo reforçado são muito baixas, normalmente inferiores a 3%.

## CAPÍTULO 3: PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo são detalhados todos os materiais e métodos adotados para o desenvolvimento da pesquisa. Este programa experimental consistiu em duas etapas. Num primeiro momento, um muro de solo reforçado será descrito. Posteriormente, serão apresentados os métodos de classificação dos materiais usados, geossintéticos e solo, bem como todo o procedimento e instrumentação adotados no monitoramento de campo.

### 3.1 Obra instrumentada

A obra monitorada situa-se na cidade de São José dos Campos/SP dentro de um condomínio empresarial com fachada para a rodovia Presidente Dutra, na altura do km 158, Latitude 404.070,06E e Longitude 7.427.574,64S em UTM. A Figura 24 mostra a localização da obra instrumentada. A estrutura estudada consiste num muro de solo reforçado com geossintéticos para composição de um aterro que eleva a altura do terreno, nivelando esta área. No topo da estrutura foi projetada uma sobrecarga de maquinário industrial. Durante todo o tempo de monitoramento pós-constructivo da estrutura, o muro ficou isolado e não teve acesso de pessoas ou máquinas, tampouco foi iniciado o empreendimento sobre o muro.



Figura 24: Localização da obra estudada.

O perfil geológico-geotécnico do terreno da área em questão é apresentado na Figura 25. Este perfil foi proposto a partir de ensaios de sondagem à percussão (SPT) realizados no entorno do muro. Pela Figura 25, nota-se a presença de uma argila arenosa

de muito mole a mole, em torno dos 4,0 m iniciais de profundidade. Devido à presença desta camada de solo mole na superfície do terreno natural, a solução na execução da obra, até os 4,0 m de profundidade, foi a substituição desse material por rachão agulhado, que compõe a fundação do muro. Ainda, adotou-se um embutimento (ficha) de 1,5 m para o muro, que corresponde em torno de quatro camadas de muro reforçado antes do início da superfície do terreno e início do “pé” do muro.

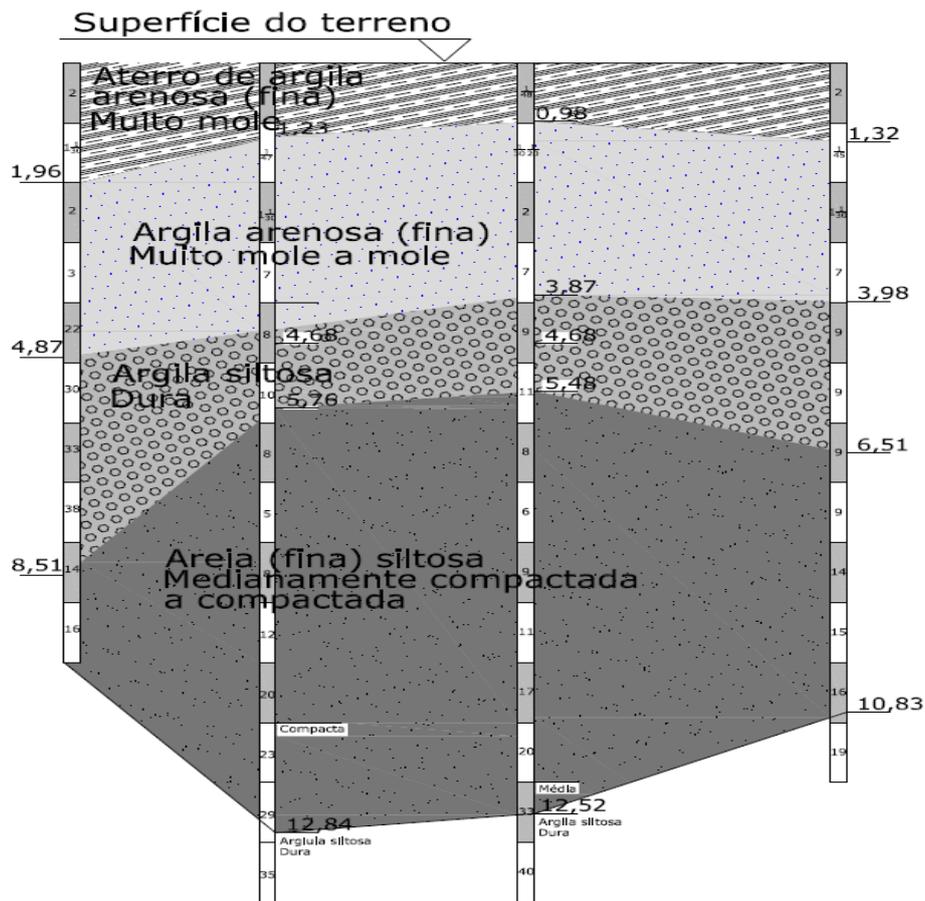


Figura 25: Perfil geológico-geotécnico.

O sistema de contenção foi composto por muros íngremes de solo reforçado (inclinação da face de 84° - 1 Horizontal: 10 Vertical) com altura (H) de 4,5 metros, construído com solo laterizado local. A geometria do projeto consistiu em linhas de reforços espaçadas verticalmente a cada 0,4 m, com comprimentos de reforço (L<sub>R</sub>) variando de 2,8 (caso excepcional será tratado adiante) a 8 m, gerando relações L<sub>R</sub>/H de 0,6 a 1,8. O muro foi projetado com reforços de geotêxtil tecido e geogrelhas. Na Figura 26a é apresentada uma vista frontal da estrutura estudada, enquanto a Figura 26b apresenta a parte superior do muro, onde pode ser vista a distância do início do talude.



(a) (b)  
 Figura 26: Estrutura estudada: (a) Vista frontal e (b) Vista da parte superior.

O muro foi construído com face em um produto comercial denominado StrataSlope, técnica essa que utiliza elementos de face compostos por telas soldadas, com galvanização especial, dobradas em “L”, estabilizadas com barras metálicas equiespaçadas (*struts*), conforme Figura 27a. O elemento de face foi preenchido mecanicamente com brita graduada simples (BGS), sem finos, e serviu como drenagem, forma e acabamento de paramento da estrutura (Figura 27b). Entre o material granular usado na face e o solo de aterro foi usado um geotêxtil não tecido com função de separação destes materiais.



(a) (b)  
 Figura 27: Base do muro: (a) Rachão e (b) Material granular da face.

As etapas da construção da estrutura são visualizadas na Figura 28. Na Figura 28a está ilustrada a primeira elevação com reforços, enquanto na Figura 28b o início de camadas com uso de solo local pós-compactação e o detalhe para a drenagem interna de fundo da estrutura, composta por geocompostos drenantes, com função de drenos tipo chaminé. A Figura 28c apresenta a camada reforçada pronta pós-compactação e o detalhe do geotêxtil não-tecido (cinza) com função de separação entre material granular da face

e o solo do aterro. A compactação do solo da estrutura foi realizada por maquinário de rolo do tipo dentado vibratório (“pé de carneiro”). A compactação foi conduzida conforme especificação de projeto: Proctor normal com grau de compactação (GC) maior ou igual a 98% e desvio máximo do teor de umidade em 2% em relação ao teor ótimo. Na faixa entre a face e 0,5 m da face da estrutura, utilizou-se material granular compactado com uso de placa vibratória, o detalhe da compactação com “sapo compactador” usado no trecho próximo a face do muro, na etapa de acabamento da camada, é ilustrado pela Figura 28d. A seção típica da estrutura ilustra-se pela Figura 28e.



(e)

Figura 28: Construção da estrutura: (a) Primeira camada com uso de reforços, (b) Primeira camada com solo local, (c) Detalhe do geotêxtil não tecido de separação, (d) Detalhe da compactação de acabamento da face e (e) Desenho esquemático da seção típica do muro.

A obra teve a base drenante e embutimento de rachão concluída em março de 2016. No início de abril começou a primeira camada feita com solo de aterro, acima da superfície do terreno. A instalação da primeira elevação da instrumentação, na altura do muro igual a 0,6 m, foi realizada em 10/04/2016 e o fim da obra com a altura de projeto do muro igual a 4,5 m, foi atingida em 23/05/2016; a partir de 24/06/2016 todo maquinário e pessoal de serviço não tiveram mais acesso à obra. A evolução da construção e o período de monitoramento é apresentado na Figura 29. Conforme representado pela figura, o final da construção do aterro reforçado se deu com 1.680 horas, e o fim do período de monitoramento desta dissertação se deu com 10.944 horas.

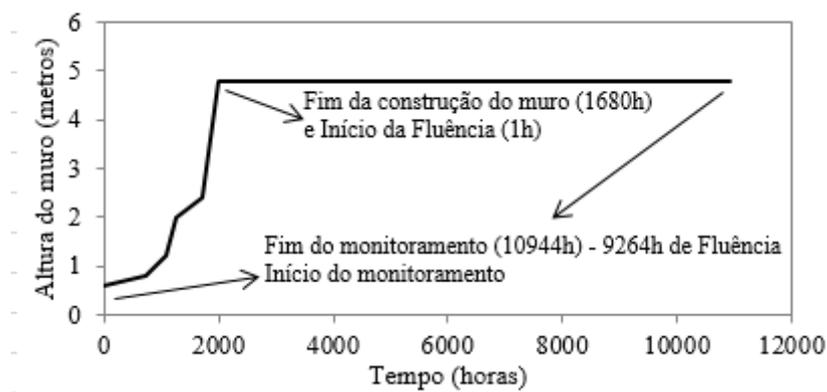


Figura 29: Evolução da construção e período de monitoramento do muro nesta pesquisa.

A extensão de 270 m do muro teve quatro diferentes seções monitoradas, conforme ilustra a Figura 30, que apresenta o muro e o nome das seções estudadas. As seções 1, 2 e 3 são diferentes entre si somente por conta de tipo e comprimento dos reforços empregados.

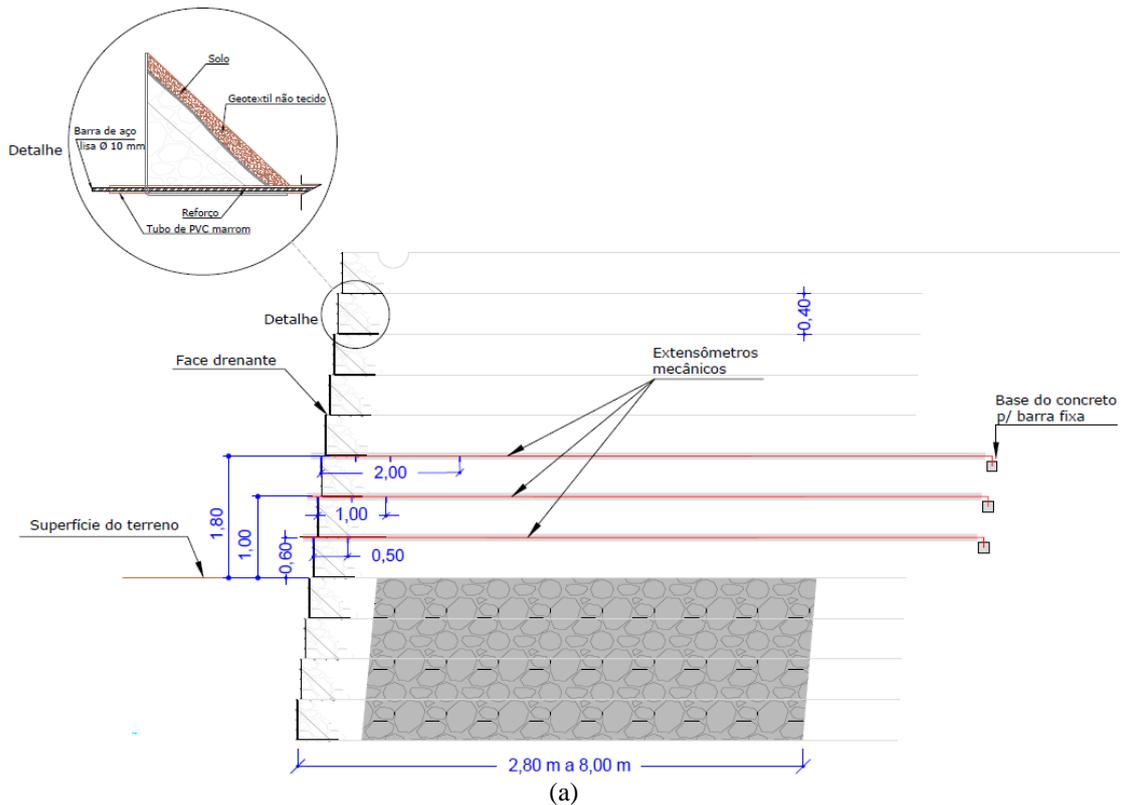


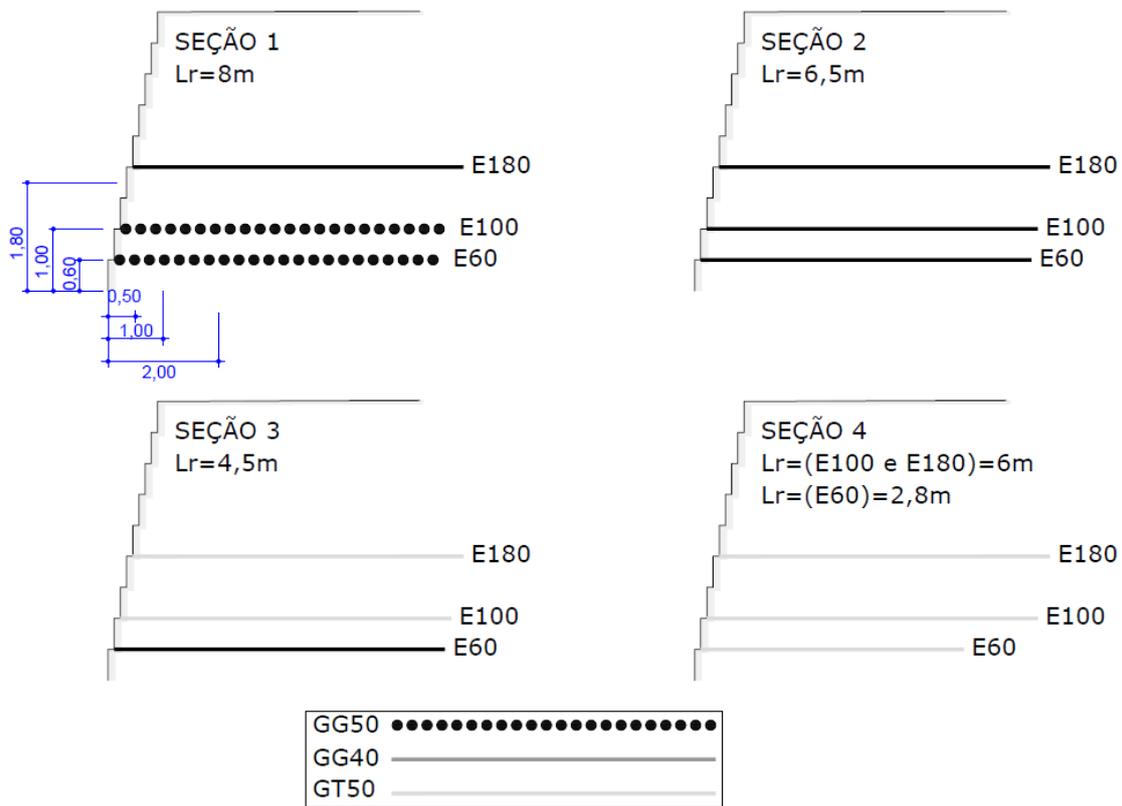
Figura 30: Seções (S1, S2, S3 e S4) instrumentadas ao longo da extensão do muro estudado.

A Seção 4 apresentou processo construtivo diferente das demais. Na Seção 4, no primeiro momento da estrutura, a sua construção foi concebida com reforços de 2,8 m de comprimento. Posteriormente, por alterações no projeto de terraplanagem do empreendimento, o muro precisou ser alterado e, conseqüentemente, os reforços tiveram que ser “estendidos”. Foi então escavado a parte da traz da estrutura reforçada (após os 2,8 m de reforço já instalados) e executada uma “extensão” do reforço em um comprimento de 1,7 m, totalizando 4,5 m totais de reforço não contínuos.

### 3.2 Instrumentação

O programa de instrumentação foi projetado para monitorar o comportamento do muro durante e após a construção. A técnica de instrumentação envolveu medidas de deslocamentos internos, com o uso de hastes metálicas lisas e de deslocamentos verticais com uso de mangueira de nível. A instrumentação proposta foi para medir deslocamentos internos relativos da estrutura, em diversos pontos a partir da face do muro. O esquema do posicionamento e as distâncias da instrumentação pode ser visto na Figura 31a, uma seção típica instrumentada da obra. Já a Figura 31b ilustra a diferença entre cada seção, seja por tipo de reforço ou comprimento do reforço.





(b)

Figura 31: Muro estudado: (a) Seção típica do muro e (b) Legenda do tipo de geossintético empregado em cada seção instrumentada.

O sistema de monitoramento de deslocamentos internos horizontais consistiu em hastes lisas (“*tell-tales*”) ou extensores mecânicos, que consiste em barras de aço lisa revestidas de graxa e tubos de PVC posicionados em diferentes pontos ao longo do reforço, em diferentes distâncias em relação à face da estrutura, e uma haste de referência fixada (com elemento de concreto) fora da zona reforçada, considerada indeslocável, de modo a se obter deslocamentos relativos em relação à referência. As hastes metálicas foram fixadas em pontos distanciados a 0,5 m, 1,0 m, 1,5 m, 2,0 m e 3,0 m da face, além de uma haste instalada fora da zona reforçada servindo como referência “indeslocável”, conforme Figura 32a. Já o detalhe construtivo é ilustrado na Figura 32b. O instrumento de leitura usado para medida dos deslocamentos foi paquímetro digital. O monitoramento do deslocamento horizontal foi realizado em três diferentes elevações em relação à base do muro, em: E60 (0,6 m da base); E100 (1,0 m da base); E180 (1,8 m da base).

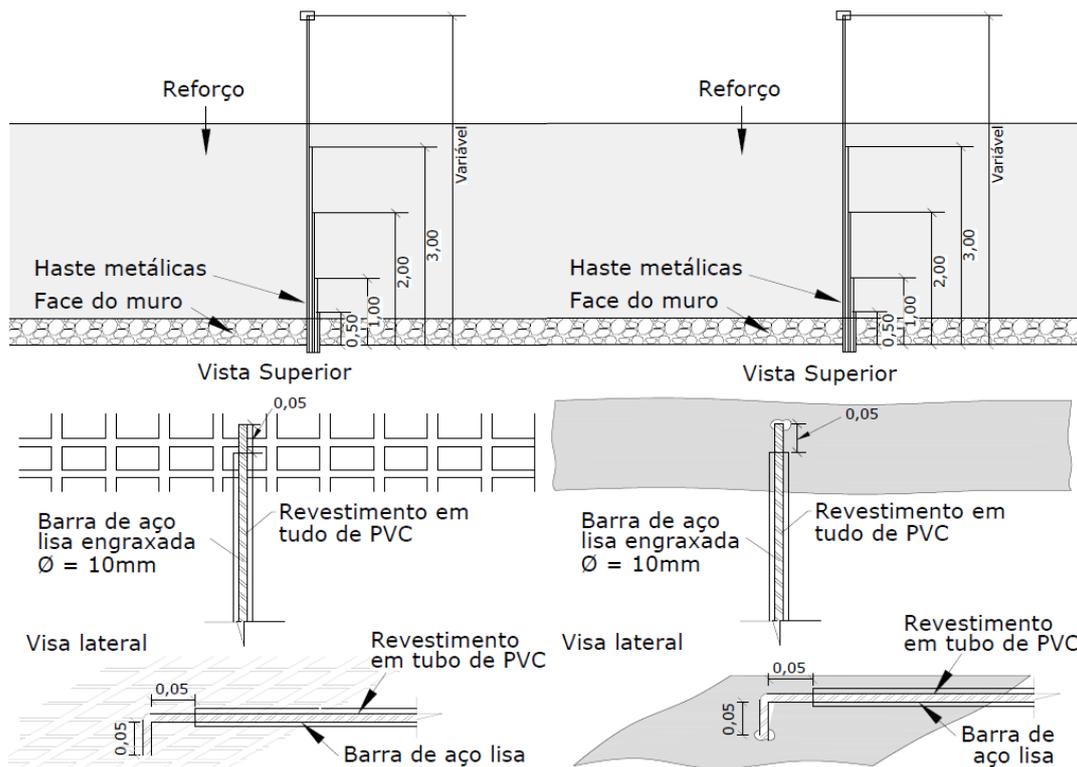


Figura 32: Desenhos dos detalhes construtivos da instrumentação: (a) Geogrelha e (b) Geotêxtil tecido.

Os deslocamentos internos foram medidos a partir do movimento relativo entre as barras que compõem os extensômetros mecânicos com a barra fixa, instalada fora da zona reforçada. O esquema de campo da instrumentação é ilustrado pela Figura 33, a barra fixa (fora da zona reforçada) foi instalada conforme Figura 33a. A Figura 33b exibe os extensômetros mecânicos antes de serem imersos a graxa e ao tubo PVC para serem instalados, e a Figura 33c mostra uma seção instrumentada com as três elevações contempladas pelo monitoramento.

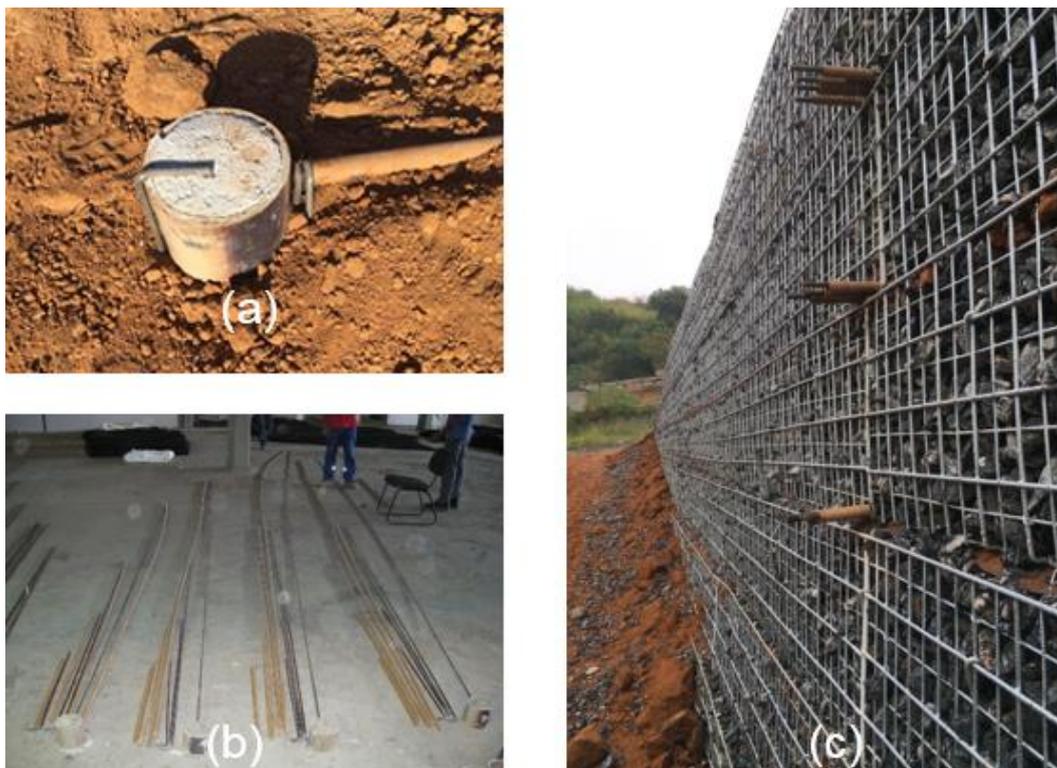


Figura 33: Detalhes da instrumentação: (a) Detalhe da barra de concreto para barra fixa, (b) Extensômetros dispostos previamente a colocação no muro e (c) Vista das elevações instrumentadas (E60, próxima ao pé, E100, intermediária e, E180, a mais elevada).

O recalque da estrutura foi monitorado por uso de medidores de nível de marcos fixos instalados na face a 0,2 m do “pé” do muro. Por conta de degradação destes marcos, o monitoramento do recalque da base do muro foi até as 7.000 horas. Ressalta-se que o recalque monitorado foi da base da fundação e não do muro.

### 3.3 Materiais utilizados

#### 3.3.1 Solo do aterro

O solo utilizado na construção do muro consiste em um material local do mesmo condomínio empresarial que o muro foi instalado. De modo a conhecer o material utilizado na construção da obra (solo do aterro), o solo (Figura 34) foi caracterizado por ensaios de análise granulométrica conjunta (ABNT NBR 7181, 1984), massa específica dos sólidos (ABNT NBR 7183, 1983), limites de liquidez (ABNT NBR 6459, 1983), limites de plasticidade (ABNT NBR 7180, 1984) e limite de contração (ABNT NBR 7183, 1983).



Figura 34: Solo de aterro.

Adicionalmente, ensaios de compactação na energia Proctor Normal foram realizados e também foi proposto um entendimento, da classificação do solo, diferente do convencional, pois, por conta do uso de defloculante na parte fina dos ensaios convencionais de peneiramento do solo, as reais condições de trabalho deste solo são alteradas pelo procedimento de ensaio da classificação unificada (classificação convencional). Então, por conta do uso de defloculante desagregar a parcela fina do solo, foi proposto classificação MCT para o solo.

A fim de caracterizar o solo estudado dentro da metodologia MCT, foram realizados ensaios que compõem este método. Para execução dos ensaios de mini-MCV, foram seguidas as normativas DNER-CLA259-96 e DNER-ME258-94.

Os parâmetros de resistência do solo foram determinados por meio de ensaios triaxiais em corpos de prova (CP) de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, moldados nas condições de umidade e compactação empregadas no campo. Foram conduzidos ensaios triaxiais consolidados e drenados (CD), com velocidade de cisalhamento 0,02 mm/min. Tais velocidades foram determinadas com base no ensaio de adensamento (ABNT NBR 12007, 1990) do solo, de modo a garantir a total dissipação das pressões de água. Os ensaios triaxiais do tipo CD foram conduzidos para os níveis de confinamento 50, 100 e 150 kPa. Foi adotado o critério de tensão máxima de ruptura de cada CP para criar as envoltórias do Círculo de Mohr-Colomb.

O ensaio de adensamento do solo também foi usado para se analisar a tendência a fluência do solo usado no aterro. Como método, tomando como exemplo a curva da Figura 35 (obtida da leitura do extensômetro no ensaio odométrico versus tempo em

minutos, plotado em raiz) de adensamento do solo apresenta dois distintos trechos, adensamento primário do solo (trecho inexplorado da análise), correspondente aos primeiros momentos de deformação do solo. Já o comportamento de tendência de fluência do solo, foi dado pela inclinação da reta do adensamento secundário do solo, conforme Figura 35. Vale ressaltar que a simples metodologia do ensaio de adensamento para determinação da fluência do solo, onde o corpo de prova tem restrição lateral por conta do aparato de metal do ensaio, traz a limitação quanto as condições de confinamento lateral, diferente das condições do campo ou em câmara de ensaio triaxial.

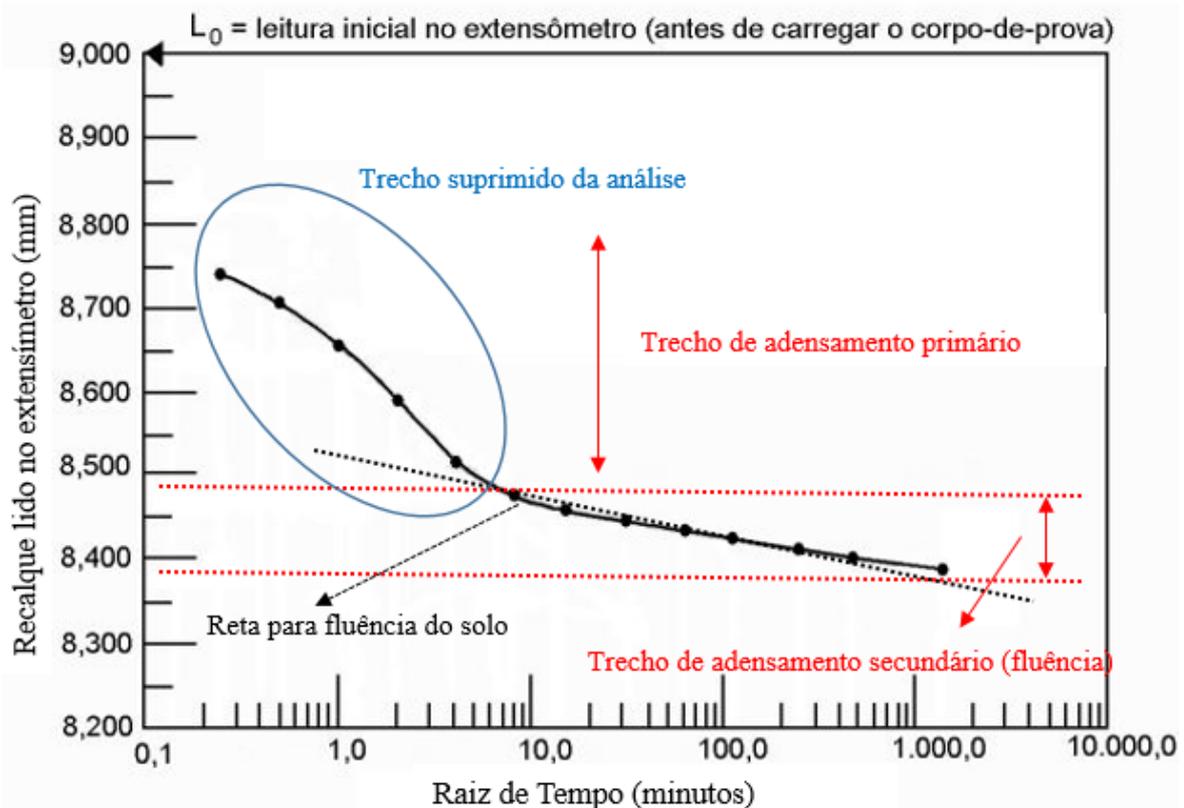


Figura 35: Metodologia para obtenção da tendência a fluência do solo.

### 3.3.2 Reforços geossintéticos

O muro estudado foi composto por diferentes tipos de reforços. Foram utilizados reforços de geotêxtil tecido e dois tipos de geogrelhas, com resistências distintas, denominados GT50, GG40 e GG50 ao longo do trabalho. A Figura 36 ilustra os geossintéticos utilizados nesta pesquisa.

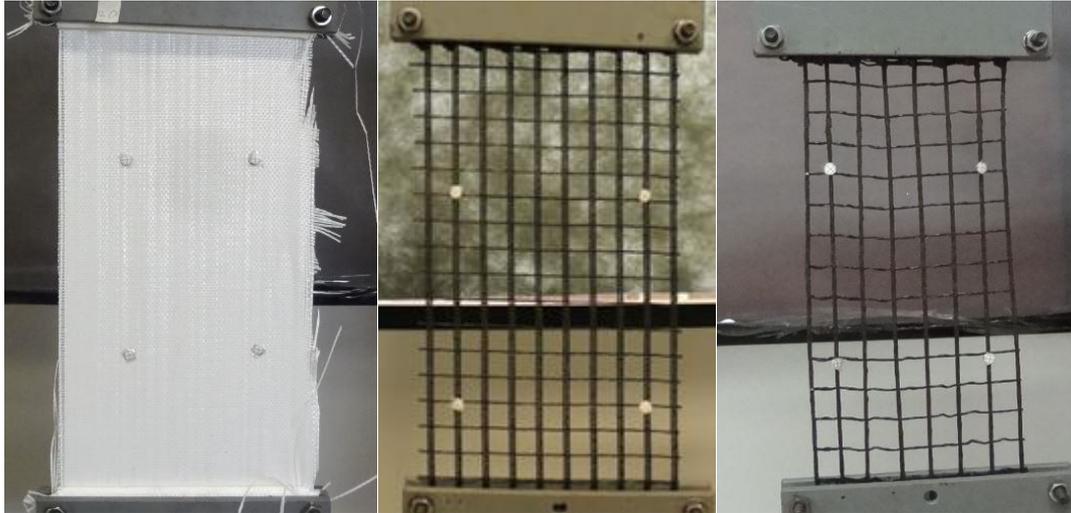


Figura 36: Geossintéticos utilizados: (a) GT50, (b) GG40 e (c) GG50.

Para determinar a resistência à tração dos geossintéticos foram utilizados ensaios de tração em faixa larga, normalizado pela ABNT/NBR 12824:1993. Para obtenção da fluência dos geossintéticos, foi empregado o ensaio normalizado pela ABNT/NBR 15226:2005. Os ensaios de tração de ambas geogrelhas foram realizados no Laboratório de Geossintéticos do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC-USP) e os ensaios de fluência foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Estradas (LABGEO) da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar). Os dados dos ensaios de tração faixa-larga e fluência, do reforço GT50, são oriundos dos ensaios realizados por Plácido (2017), uma vez que o reforço de geotêxtil tecido utilizado em ambas pesquisas são os mesmos.

Os ensaios de fluência em isolamento foram realizados para as geogrelhas (GG50 e GG40) e geotêxtil tecido (GT50). Para os cálculos dos corpos de prova de fluência foram utilizados os valores de carga última de ruptura ( $T_{ULT}$ ), proveniente dos ensaios de tração faixa larga. O programa de ensaios de fluência não confinada convencional (em isolamento) para os três tipos de reforços é apresentado na Tabela 1. Essa Tabela 1 mostra, para cada um dos ensaios realizados, o tipo de reforço empregado e a carga aplicada (valor em porcentagem do  $T_{ULT}$  do reforço). E a Figura 37 ilustra o ensaio de fluência convencional não confinada em laboratório.

Tabela 1: Programa dos ensaios de fluência dos reforços.

Ensaio	Reforço	Polímero	Carga no ensaio de fluência	
			T <sub>ULT</sub> (%)	T (kN/m)
1			2	1.10
2	GT50	PP	5	2.75
3			10	5.50
4			20	11.00
6			5	2.35
7	GG40	PET	10	4.70
9	GG50	PET	5	2.75
10			10	5.50

### 3.4 Métodos de cálculo das deformações nos reforços

#### 3.4.1 Cálculo das deformações obtidas em laboratório

Para o caso dos ensaios de fluência em isolamento, a determinação das deformações dos geotêxteis e das geogrelhas foi realizada empregando-se um *software*, desenvolvido no Laboratório de Geossintéticos da EESC-USP, baseado em análises de fotografias. O método consiste basicamente em marcar nas fotografias os *pixels* das miras de referência situadas tanto no material geossintético a ser avaliado, quanto em referências externas, fixas e adjacentes ao material. Para isso, foi usado a própria trave de sustento dos C.P.s ensaiados, sendo que essa não foi alterada de posição durante os ensaios. O *software*, por sua vez, calcula automaticamente a variação dos deslocamentos relativos entre as miras no corpo de prova e as fixas (externas ao C.P.), permitindo o cálculo das deformações para aquele dado momento. Sendo assim, o método exige que uma fotografia seja tirada para cada tempo em que se deseja calcular a deformação, dentro dos tempos especificados por norma. A precisão deste método, segundo Plácido (2016), é de 0,01 mm. A Figura 37, mostra o ensaio de quatro corpos de prova de geotêxtil tecido em ensaio de fluência e ilustra também as referências (“miras”) que foram utilizadas para o cálculo da deformação no reforço pelo ensaio de laboratório convencional.

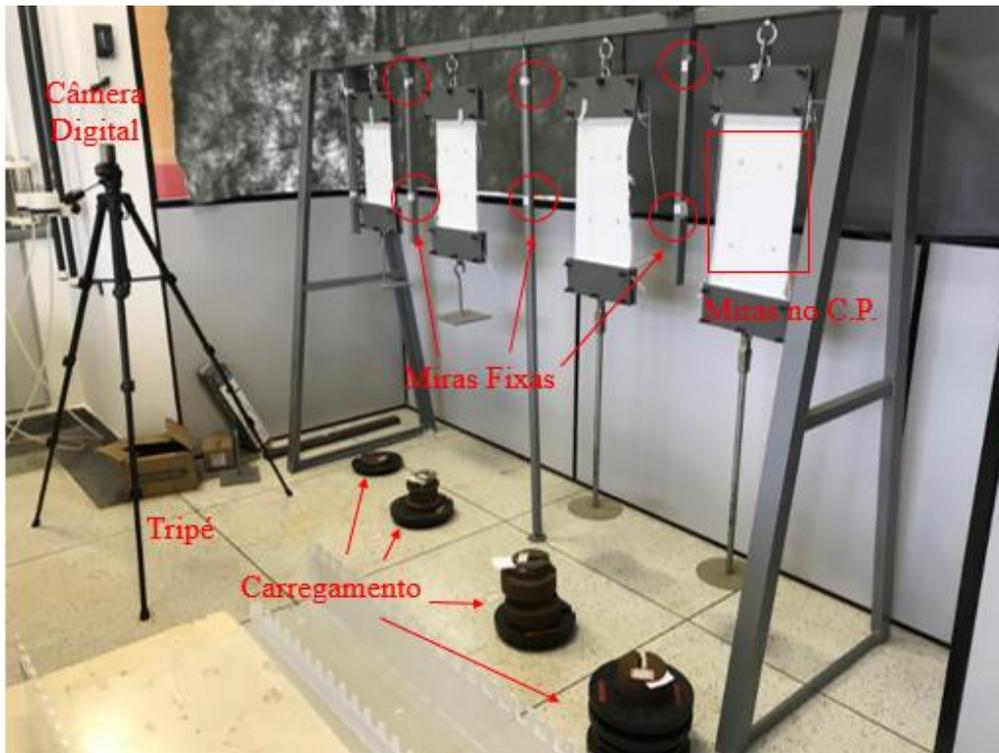


Figura 37: Ensaio de fluência convencional não confinada em laboratório, momentos antes do início.

### 3.4.2 Cálculo das deformações obtidas em campo

Em cada visita a obra monitorada registrou-se um deslocamento interno de cada região captada pela instrumentação proposta. Em posse dos valores de deslocamentos internos numa seção de uma ESR, as deformações nos reforços podem ser calculadas. Foi proposto o cálculo das deformações pela deformação média do trecho.

Foi utilizado o método mais comum, que consiste na medida do deslocamento entre dois pontos dividindo pela distância inicial entre eles.

Portanto, a deformação média da região entre dois extensômetros é a seguinte, conforme Equação 4:

$$\varepsilon_i = (\Delta X_i - \Delta X_{i+1}) \div L_i \text{ (Equação 4)}$$

Onde:

$\varepsilon_i$  = a deformação média do geossintético na região “i” (região entre extensômetro i e i+1);

$\Delta X_i$  = diferença de leitura do extensômetro i;

$\Delta X_{i+1}$  = diferença de leitura do extensômetro  $i+1$ ; e

$L_i$  = distância entre os extensômetros  $i$  e  $i+1$ .

Essa metodologia traz consigo ótimo valor de magnitude da deformação, porém apresenta limitação quanto ao local que realmente ocorre à deformação entre esses dois pontos. No caso, assume-se que está deformação ocorre no ponto médio entre as duas medidas, logo este procedimento seria bastante preciso no caso de a distância entre os pontos medidos fosse a menor possível. Sendo assim, as regiões onde supostamente acontecem a deformação média do trecho são expressas nos resultados nos trechos de 0,75 m; 1,5 m; e 2,5 m em relação a face.

A análise estatística dos erros das medidas dos dados resultados do monitoramento indicou um erro médio de 0,3 mm.

### **3.4.3 Metodologia para análise de fluência**

Para a determinação da susceptibilidade à fluência dos materiais foi adotado o modelo de representação logarítmica. Neste os dados são plotados num gráfico, com as deformações (no eixo das ordenadas) versus o tempo (no eixo das abcissas), em escala logarítmica. Uma função de ajuste, do tipo  $\epsilon = a + b \cdot \ln(t)$ , foi então empregada, em que “a” representa a deformação inicial do reforço e “b” a coeficiente de linearidade do material a apresentar fluência.

Para determinar o correto ensaio de laboratório que deve ser comparado ao campo, usou-se do valor de deformação no reforço em campo, logo após a conclusão da obra, e estimou a força mobilizada para aquela deformação através do valor de rigidez adequado àquela deformação, metodologia similar foi adotada nos trabalhos de Walters *et al.* (2002), Allen & Barthurst (2002) e Plácido *et al.* (2018).

# CAPÍTULO 4: RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este capítulo apresenta os resultados da etapa experimental desta pesquisa, os quais são organizados em laboratório e campo. Primeiramente, apresenta-se o solo usado na obra experimental. Posteriormente, apresenta-se resultados laboratoriais do reforço. E, a seguir, os resultados do monitoramento de campo para, conseguinte, constatar situações do reforço, isolado e em campo. De modo geral, os tópicos e ilustrações foram conduzidas de maneira comparativa pelas interfaces propostas.

## 4.1 Propriedades do solo de aterro

### 4.1.1 Caracterização do solo de aterro

O resumo das propriedades do solo usado é mostrado pela Tabela 2. A Figura 38a apresenta a curva granulométrica do solo, enquanto a Figura 38b a curva de compactação do mesmo.

Tabela 2: Propriedade do solo de aterro.

Propriedades	Referência	Valores
Peso específico seco máximo ( $\text{kN/m}^3$ )	ABNT NBR 7183	16,2
Teor de umidade ótimo (%)	ABNT NBR 7183	21,2
$\gamma_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )		19,6
Limite de Liquidez (%)	ABNT NBR 6459	50
Limite de Plasticidade (%)	ABNT NBR 7180	34
Índice de Plasticidade (%)	ABNT NBR 7180	16
Razão de Sobre-adensamento	ABNT NBR 12007	0,25
Tensão de pré-adensamento	ABNT NBR 12007	400 kPa
Classificação Unificada		MH
Classificação MCT	DNER-CLA259-96 e DNER- ME258-94	Argiloso laterítico

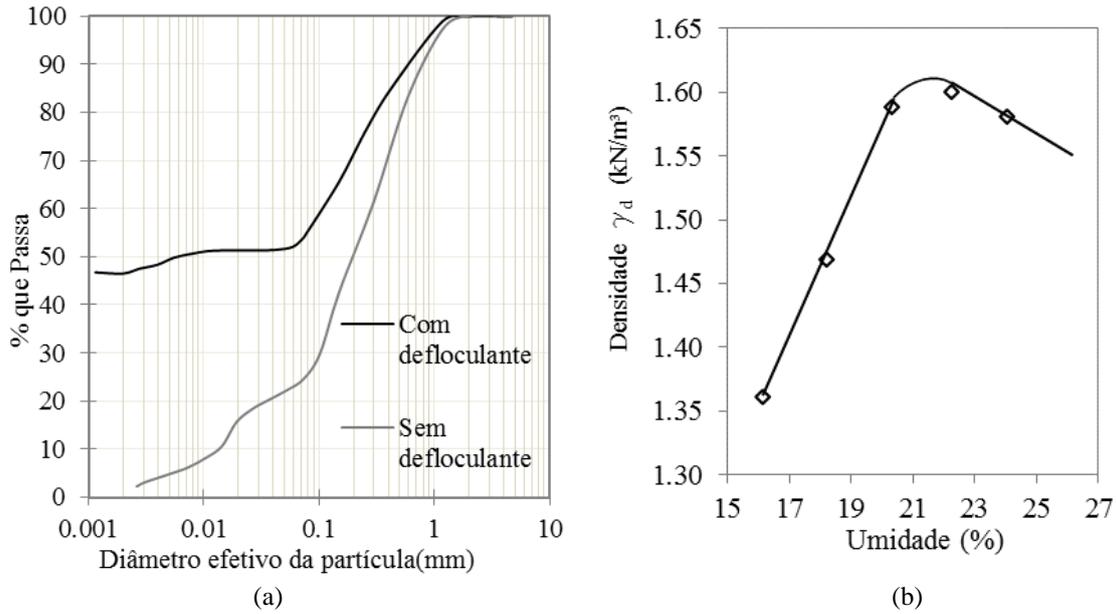


Figura 38: Propriedades do solo: (a) Curva granulométrica e (b) Curva de compactação na energia Proctor Normal.

Pela classificação MCT, o solo foi classificado como LG' (comportamento laterítico e argiloso), conforme Figura 39. O solo estudado apresenta-se como uma estrutura extremamente competente para uso em componente de aterro, já que a sua parte fina, nas condições normais em corpo de aterro compactado, encontra-se unida e atuando de forma similar a uma estrutura granular atritiva, apresentando excelente comportamento mecânico em estruturas de aterro. Neste contexto, este solo tem o efeito devido a interligação entre as partes finas deste solo, e também, comportando-se com coesão, quando não saturado.

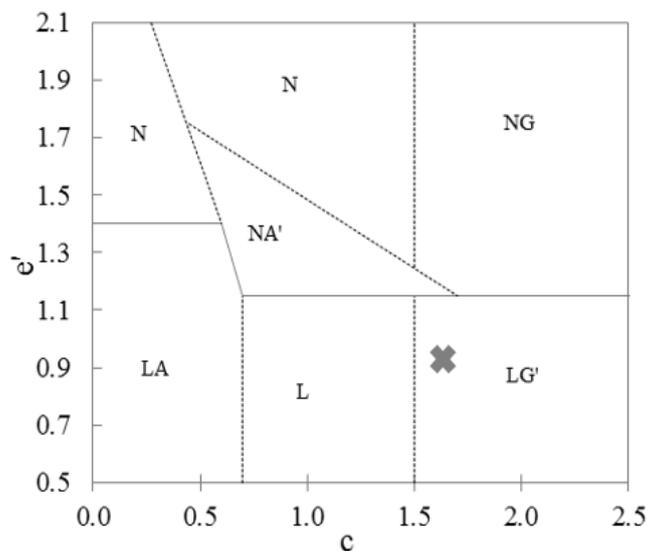


Figura 39: Classificação MCT.

#### 4.1.2 Resistência ao cisalhamento do solo de aterro

Os parâmetros de resistência foram determinados com base em ensaios triaxiais (Figura 40). Os ensaios triaxiais do tipo consolidado e drenado (CD) foram conduzidos para os níveis de confinamento 50, 100 e 150 kPa. Foi adotado o critério de tensão máxima de ruptura de cada CP para criar as envoltórias de Mohr-Colomb, sendo esses valores respectivamente 180, 330 e 510 kPa, conforme valores de picos das curvas da Figura 40a, o que gerou a envoltória da Figura 40b. As curvas de tensão deformação referentes a cada um dos CPs ensaiados são apresentadas na Figura 40a. Pela Figura 40b observa-se a envoltória para determinação dos parâmetros de resistência do solo, o ângulo de atrito do solo obtido foi de  $30^\circ$  e o intercepto de coesão 24 kPa

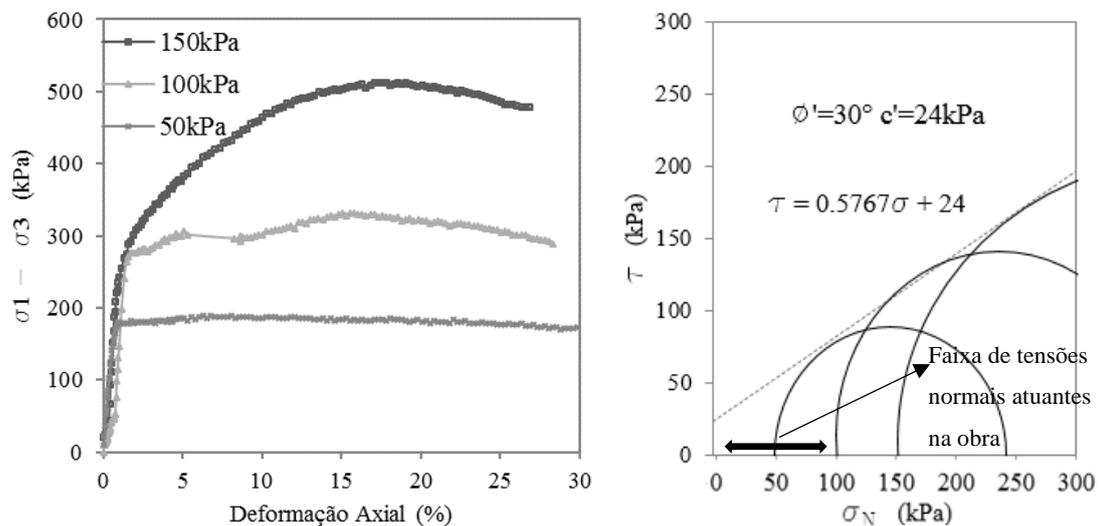


Figura 40: Ensaios triaxiais: (a) Curva tensão-deformação e (b) Envoltórias de Mohr-Colomb.

#### 4.1.3 Parâmetros de fluência do solo de aterro

Os parâmetros de fluência do solo de aterro foram tomados com base no ensaio edométrico realizado no Laboratório de Mecânica dos Solos e Geossintéticos da UFSCar. O solo foi submetido a estágios de carregamento até 72 kPa, cada estágio permaneceu, em geral, por 24 horas, a Figura 41 ilustra as curvas obtidas da leitura do extensômetro pelo tempo, em raiz. Para se analisar a tendência à fluência do solo usado no aterro foi elaborada a Figura 42. Nela foi proposto abordar o comportamento por curvas de adensamento do solo (Figura 41) em dois distintos trechos. Sendo assim, a curva obtida da leitura do extensômetro pelo tempo no ensaio odométrico (deformação versus tempo em horas, plotado em escala log) de adensamento do solo apresenta dois distintos trechos, adensamento primário do solo, altamente não linear a curva (trecho inexplorado da

análise), correspondente aos primeiros momentos de deformação do solo. Pela Figura 42, nota-se que o tempo, em que se considerou a inflexão da curva de adensamento (fim do adensamento primário e início do adensamento secundário ou fluência do solo), como sendo o tempo de 36 minutos, portanto, a partir de 0,6 horas as deformações foram atribuídas para o coeficiente que expressa a tendência a fluência do solo, referente ao segundo trecho da curva do ensaio edométrico do solo. Dentre das constatações observadas, foi que a tendência a fluência, de modo geral, aumentou com o aumento da tensão confinante, apenas da tensão de 36 para a de 72 kPa não se evidenciou tal comportamento.

Em campo, as tensões normais atuantes no solo da obra vão, no máximo, até 90 kPa (estrutura com 4,5 metros de altura e  $\gamma_n=19,6$  kN/m, sem sobrecarga). A tensão de pré-adensamento do solo é da ordem de 400 kPa (obtida pelo ensaio de adensamento do solo). Logo, a razão de sobre-adensamento (inferior a 0,25) deste solo indica que o mesmo se encontra em condições pré-adensadas em campo. Portanto, os valores semelhantes de inclinação das retas que representam o comportamento de fluência do solo, podem ser atribuídos a este aspecto (confinamento do ensaio inferior a tensão máxima já suportada por este solo), mesmo coeficiente de compressibilidade, para a faixa de tensões impostas. Ainda, o comportamento linear das curvas observadas na Figura 42, indica que o solo, para esta faixa de tensões, encontra-se em fase primária de fluência. O valor da taxa de fluência apresentado em condições confinantes de 72 kPa foi utilizado para as análises de compatibilidade de deformações entre solo-reforço. Dentro do item de análises comparativas entre constatações de campo e laboratório, pode-se notar que, além de maior escala de tempo de monitoramento, que as taxas de deformações temporais dos reforços foram da mesma ordem que o solo apresentou, para 25 horas de monitoramento.

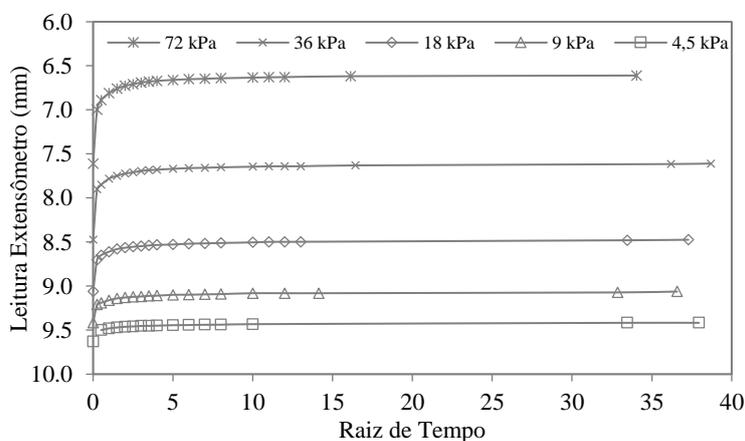


Figura 41: Curvas do ensaio edométrico do solo.

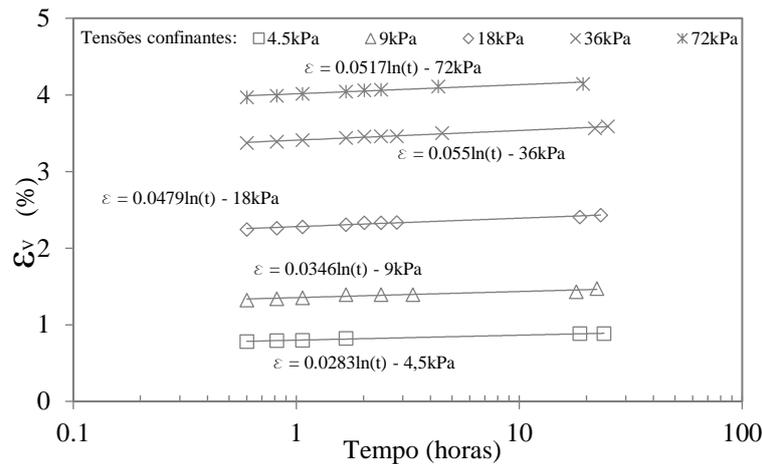


Figura 42: Tendência a fluência do solo de aterro (Deformação vertical versus Tempo).

## 4.2 Resultados dos ensaios nos reforços geossintéticos

### 4.2.1 Resultados dos ensaios de tração

O comportamento carga-deformação dos reforços advém dos ensaios de resistência à tração faixa larga não confinada realizados nas geogrelhas, e é apresentado pela Figura 43. Vale lembrar que a curva do geotêxtil tecido advém de ensaio do trabalho de Plácido (2016).

Os dois tipos de geogrelhas adotados pelo projetista apresentam os valores de resistência a tração de 47,3 kN/m (deformação de 15,2%) e 54,9 kN/m (deformação 16,6%), na ruptura, estas cargas foram utilizadas como referência nos ensaios de fluência. O geotêxtil tecido (GT50) foi ensaiado por Plácido (2018) e a resistência de ruptura à tração obtida, em ensaio faixa larga, foi de 55 kN/m e deformação de 23,95%.

Para facilitar ao leitor, as letras iniciais do nome do reforço e na sequência os números indicam uma aproximação do valor da carga última de resistência do referido reforço em kN/m. No caso das geogrelhas 50, referindo-se ao 54,9 kN/m e 40, referindo-se ao 47,3 kN/m. E, no caso do geotêxtil tecido, 50, referindo-se ao 55 kN/m.

Foram ensaiados 5 corpos de prova para elaborar as curvas tração-deformação das geogrelhas da Figura 43. Além dos valores de ruptura do reforço, observa-se da Figura 43 que o reforço GG40, embora menos resistente que o GG50, apresentou-se com rigidez semelhante ao do reforço GG50. Ambas geogrelhas são de poliéster, que, sabidamente, é mais rígido que polipropileno que compõe o GT50. Os valores de rigidez a 2% de deformação nas geogrelhas GG40 e GG50, são de 4.28 kN/m e 4.36 kN/m,

respetivamente, conforme ensaios de tração faixa larga. E, para o caso de geotêxtil tecido, GT50, é de 4 kN/m, conforme aproximação do coeficiente de inclinação da curva tensão-deformação em torno dos 2% de deformação. Estes valores, conforme salientado anteriormente, foram utilizados para se estimar valores de carga nos geossintéticos, a partir de valores de deformação nos mesmos.

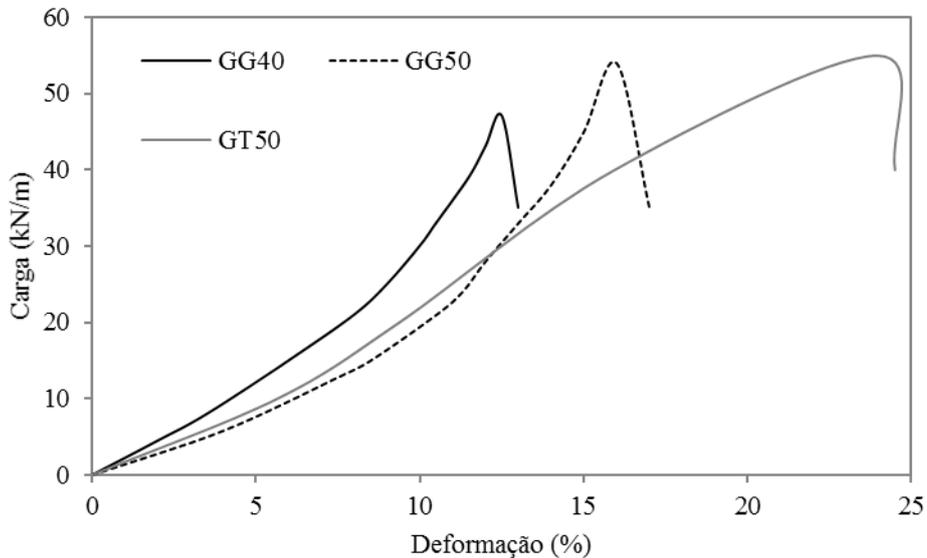
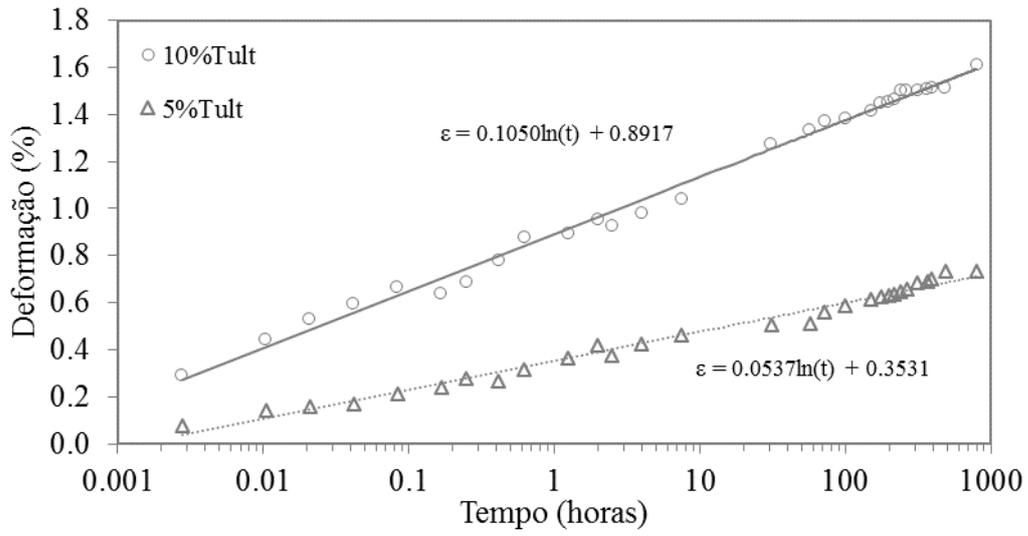


Figura 43: Curvas carga versus deformação dos ensaios de tração: Geogrelha (GG50 e GG40) e Geotêxtil Tecido (GT50).

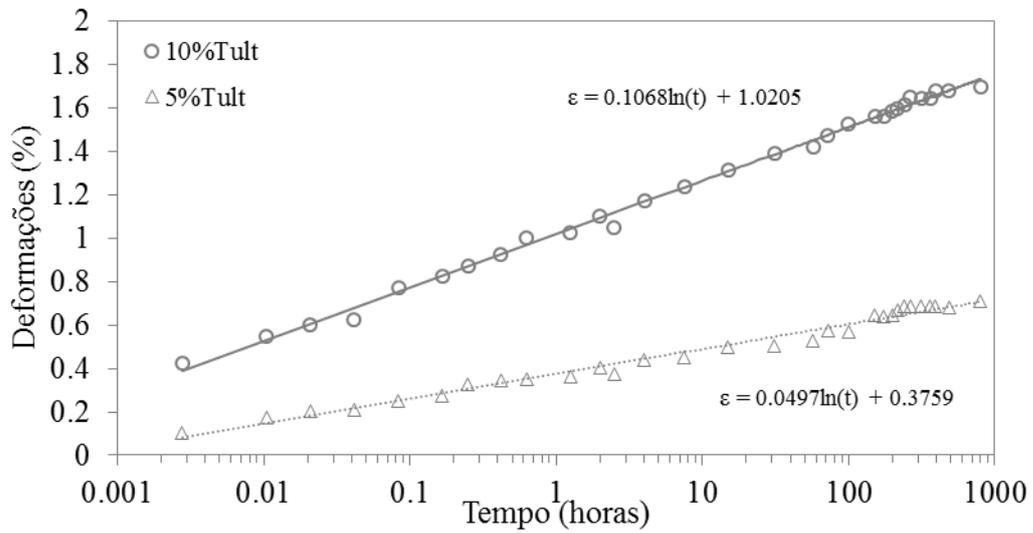
#### 4.2.2 Resultados dos ensaios de fluência convencional não confinada

Os ensaios de fluência em isolamento foram realizados com o objetivo de caracterizar as propriedades de fluência dos materiais em condição não confinada para que, posteriormente, estes resultados pudessem ser comparados às características dos mesmos materiais em condição confinada em solo.

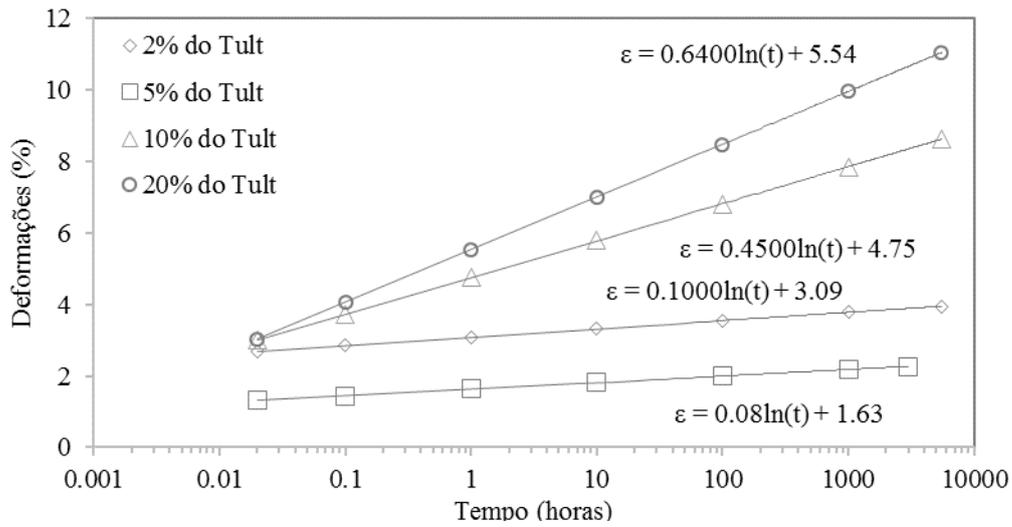
Nas Figura 44a, 44b, e 44c estão plotados os resultados dos ensaios de fluência das geogrelhas (GG40 e GG50) e do geotêxtil tecido (GT50), respectivamente. Para cada uma das amostras de geogrelhas, em 2 corpos de prova foram aplicados os carregamentos de 2% e 20% do  $T_{ULT}$ . E no geotêxtil tecido, foram empregados 4 corpos de prova em carregamentos de 2 a 20% da resistência última dos materiais.



(a)



(b)



(c)

Figura 44: Ensaio de fluência dos reforços: (a) GG50, (b) GG40 e (c) GT50 (Adaptado de PLÁCIDO, 2018).

Para averiguar a influência da carga aplicada nas deformações ao longo do tempo, procedeu-se a um ajuste das curvas (deformação (%) x tempo (log)) utilizando-se a função logarítmica do tipo  $\varepsilon(\%) = a + b \times \log(t)$ , em que  $\varepsilon$  é a deformação,  $t$  é o tempo em horas e “b” é a constante dada pelo coeficiente angular da reta gerada pelo ajuste dos dados. Está constante serviu de parâmetro para quantificar a susceptibilidade à fluência dos reforços.

Os ensaios realizados com a GG40 nos CPs de 5 e 10%, apresentaram um valor de tendência a fluência de 0,0537 e 0,1050, respectivamente. Para a GG50, nos CPs de 2 e 10%, foram de 0,0497 e 0,1068. Já a GT50 nos CPs 2, 5, 10 e 20%, foram de 0,0800, 0,1000, 0,4500 e 0,6400. Pelos resultados, os valores (“b”) demonstram a dependência com a carga aplicada, denotando a relação crescente entre o nível de carregamento e as deformações ao longo do tempo, de forma geral, as tendências as deformações temporais nos reforços são proporcionais ao carregamento aplicado. Os reforços, dentro do mesmo tipo, submetidos a maiores carregamentos apresentaram maiores tendências de deformação por fluência. Este comportamento foi observado tanto para as geogrelhas (Figura 44a e Figura 44b) quanto para o geotêxtil tecido (Figura 45c).

No âmbito do parâmetro “a”, pela análise das Figura 44a e 44b, nota-se que as deformações iniciais dos reforços de GG50 foram, ligeiramente, menores que nos reforços de GG40. Embora a rigidez da GG40 ser, ligeiramente, maior, os valores são muito próximos, portanto, os resultados foram semelhantes devido a semelhança nas cargas de ensaios impostas.

Ainda nas Figura 44a e 44b, no âmbito das tendências e susceptibilidade a apresentar fluência, nota-se que não há claramente um comportamento evidenciado com facilidade. Verificou-se que os reforços de GT50 apresentaram um comportamento de tendência próximo as geogrelhas GG40 e GG50, principalmente em condições de baixas solicitações, conforme comparação entre os resultados dos valores da constante que multiplica o termo logarítmico.

## 4.3 Resultados do monitoramento de campo

### 4.3.1 Recalques da fundação

Na Figura 45 é mostrada a evolução dos recalques da fundação da estrutura, para os pontos 1 e 2 (estes pontos são entre as seções 1 e 2, e 2 e 3, respectivamente). O Ponto 1 apresentou valores discretamente superiores que o Ponto 2. Por conta desta discreta diferença, os recalques diferenciais foram da ordem 7 mm de diferença em uma distância entre si de pontos monitorados superior a 50 m. Assim, consta-se que recalque diferencial da estrutura é insignificante para o desempenho da estrutura.

Os resultados mostraram que os recalques alcançaram os valores da ordem de 20 mm (Figura 45), que são considerados baixos, inferiores a 0,5% da altura do muro e estáveis após a construção, o recalque com os valores relativos pela altura do muro estão apresentados na Figura 46. Ressalta-se que a literatura (JONES & ASAN 1992) cita como adequados deslocamentos verticais inferiores a 1% da altura do muro.

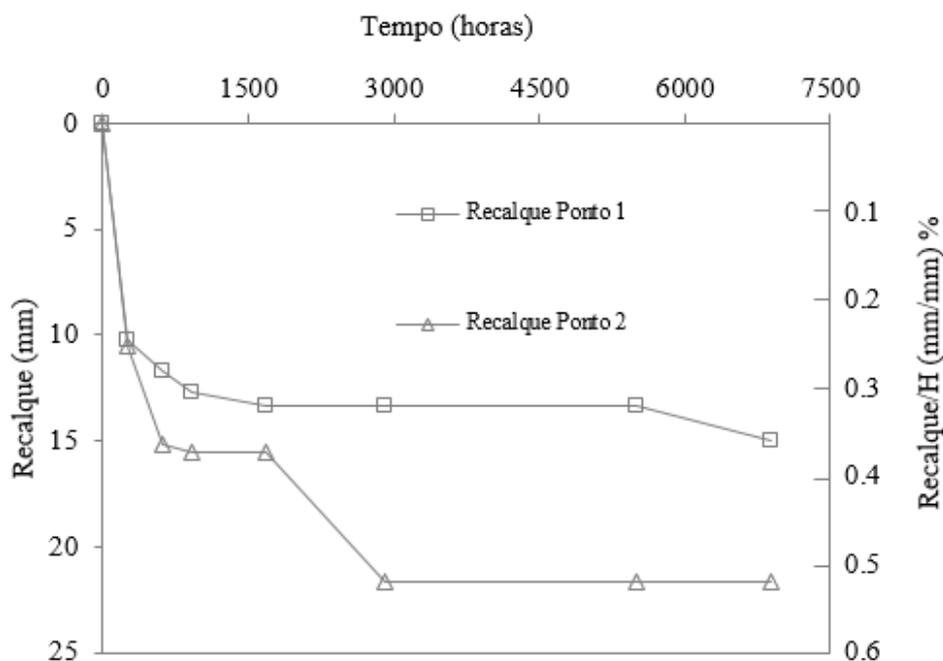


Figura 45: Recalque da fundação (mm e % da H) versus Tempo.

Estes baixos valores apresentados pelo monitoramento de campo foram atribuídos as boas condições de fundação da estrutura, em que, ressalta-se, houve a substituição do solo mole por rachão agulhado na composição fundação, embutimento do muro, além do auxílio na condição drenada que a estrutura apresentou em operação.

### **4.3.2 Deslocamentos horizontais internos**

Os resultados de deslocamentos horizontais internos medidos em cada seção (nomeadas: Seção 1, 2, 3 e 4), nas distâncias 0,50, 1,00, 2,00 e 3,00 m em relação à face e para todas as elevações instrumentadas (0,60 m, 1,00 m e 1,80 m em relação a base) são apresentadas pelo item **4.3.2**. Adiante, e nos próximos itens, o leitor deve se familiarizar com a exposição dos resultados conforme Seções de 1 a 4 (S1; S2; S3 e S4), Elevações de 0,60, 1,00 e 1,80 metros (E60; E100 e E180), distâncias monitoradas em relação a face de 0,50, 1,00, 2,00 e 3,00 metros e qual tipo de reforço é empregado (GG40, GG50 e GT50).

#### ***4.3.2.1 Deslocamentos por tempo***

Os resultados dos deslocamentos internos do maciço reforçado, registrado pelos movimentos dos extensômetros mecânicos utilizados para esta pesquisa, estão apresentados nas Figura 46, para as Seções 1 e 2 e Figura 47, para as Seções 3 e 4.

Os deslocamentos internos, de forma geral, foram pequenos, atingindo 33 mm como valor máximo para a Seção 4 na elevação 0,60 m, o que sugere ter sido por conta do processo construtivo desta seção diferente das demais. Para as outras seções e elevações restantes, os deslocamentos não passaram de 13 mm. Além disso, foi visível uma tendência dos maiores deslocamentos ocorrerem para os extensômetros mais próximos da face. Também observa-se que os deslocamentos diminuem pronunciadamente em direção oposta à face, atingindo valores quase nulos a partir do ponto monitorado a 2,0 m em relação do paramento. Com relação aos deslocamentos distantes a 3,0 m, captado pelas Seções 1 e 2, estes foram praticamente desprezíveis

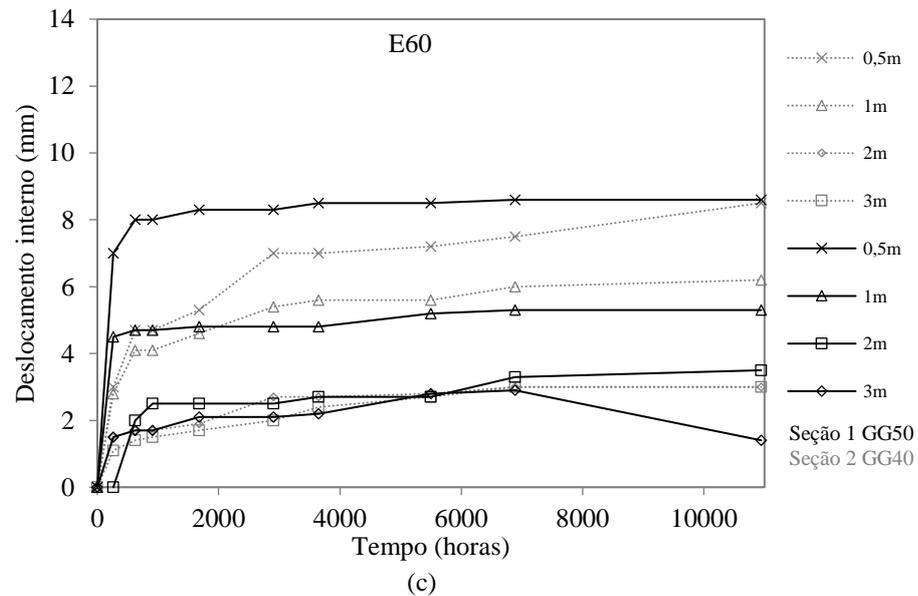
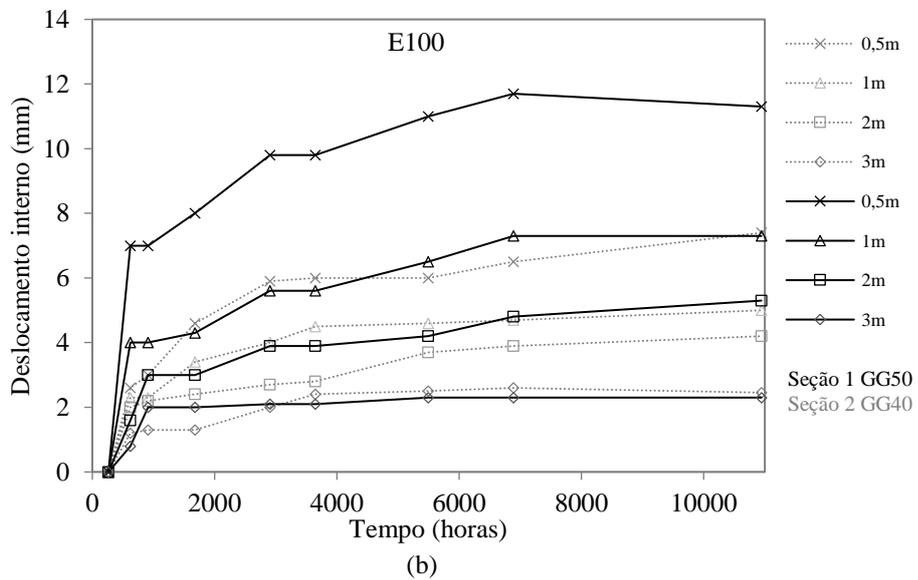
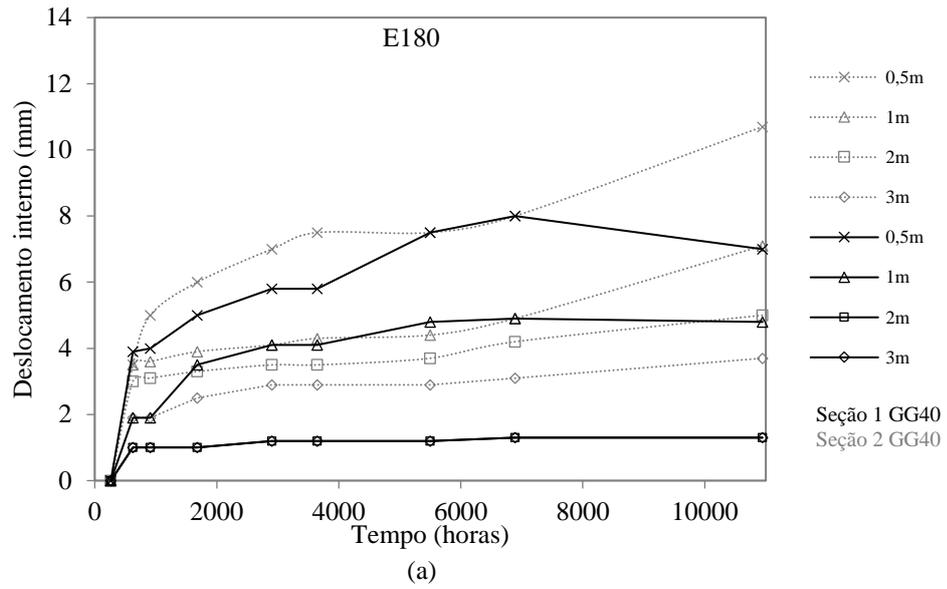
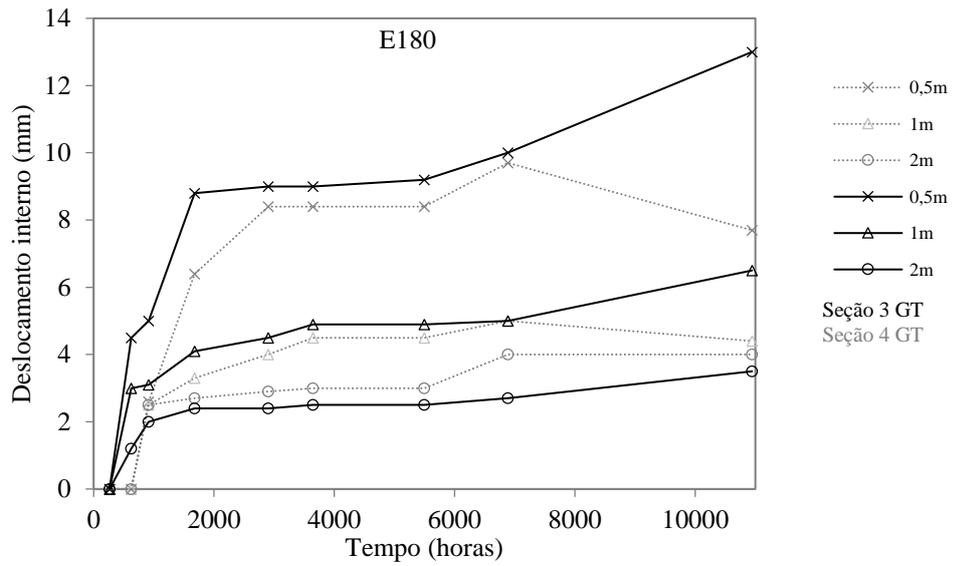
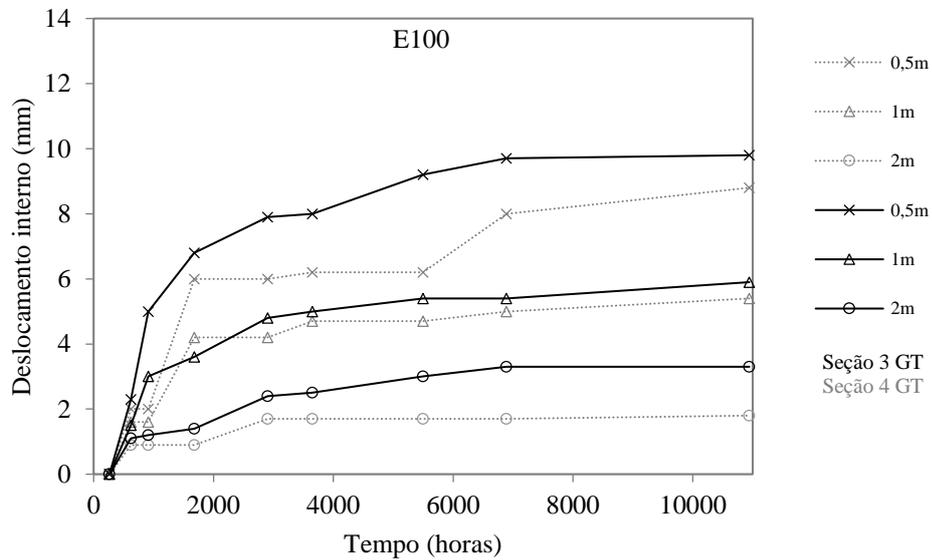


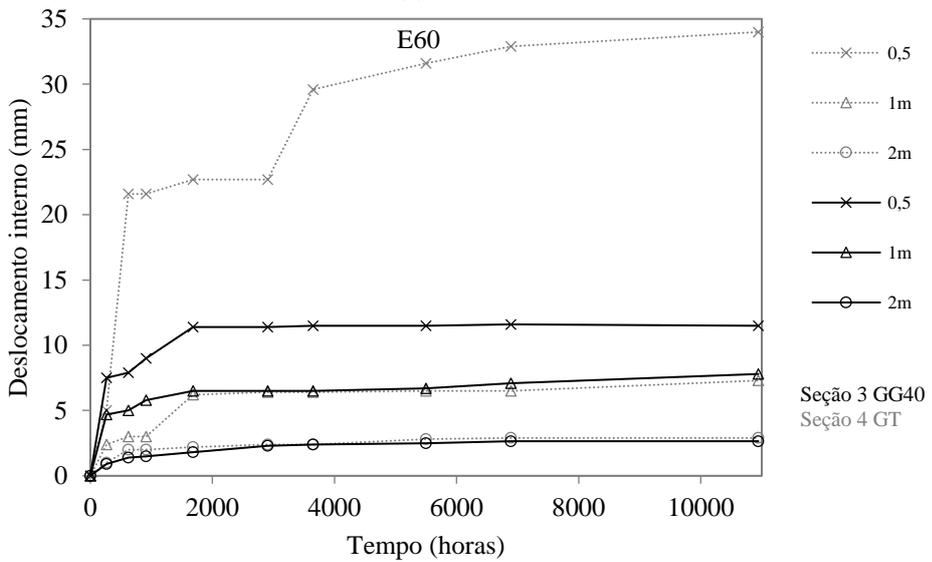
Figura 46: Deslocamentos por distância da face versus Tempo - Seções 1 e 2: (a) Elevação 60 cm, (b) Elevação 100 cm e (c) Elevação 180 cm.



(a)



(b)



(c)

Figura 47: Deslocamentos por distância da face versus Tempo - Seções 3 e 4: (a) Elevação 180 cm, (b) Elevação 100 cm e (c) Elevação 60 cm.

As Seções 1 e 2, cujas disposições do tipo de geossintético de reforço em cada camada está esquematizada na Figura 31b (praticamente somente reforços de geogrelha), apresentaram valores baixos de deslocamento, inferiores a 12 mm, observado na elevação monitorada a 1,0 m da base do muro, conforme ilustra a Figura 46b. Quanto ao comportamento ao longo do tempo, o que se observou, foi que na elevação E60 os deslocamentos estabilizaram-se em menor tempo do que nas outras camadas. Já as outras elevações apresentam ao longo do tempo crescimento dos deslocamentos acumulados, observável pela menor estabilização que a curva apresenta. Ressalta-se, ainda na Seção 1, que linha instrumentada E180 os deslocamentos das barras que monitoram a região de 2 e 3 metros em relação a face do muro apresentaram os mesmos deslocamentos, isso, supostamente, deve-se ao fato que a leitura está dentro da precisão do equipamento ou que o reforço deslizou nessa camada e nesses pontos, visto que não há deslocamento relativo entre esses pontos, mas há leitura de deslocamento para ambos.

Ainda sobre a Figura 46, das Seções 1 e 2, estas apresentaram baixos valores de deslocamentos internos, o que foi atribuído a semelhança entre elas em praticamente todos os parâmetros envolvidos para análise: i) reforços com resistências próximas, ii) espaçamento entre camadas, iii) altura e iv) solo. Nestas seções todas as elevações apresentaram praticamente os mesmos valores de deslocamentos internos durante o processo construtivo. Atribui-se a estes valores parecidos de deslocamentos entre as elevações que o maior esforço foi por conta do processo construtivo, nas solicitações da compactação e não por conta do esforço geostático do peso da estrutura. Adicionalmente, nota-se que a estabilização dos deslocamentos foi maior à medida que a tensão de confinamento foi maior, para todas as seções (1, 2, 3 e 4).

Pela exibição dos dados agrupados em Seções 1 e 2, e 3 e 4, pode-se notar a representatividade dos resultados a partir da similaridade de comportamento de deslocamentos entre as seções, que pode ser atribuída à instrumentação proposta para o monitoramento de deslocamentos internos da estrutura estudada.

O único ponto que apresentou deslocamentos maiores que as demais foi a seção 4, elevação E60, 0,5 m da face. Isso foi atribuído ao processo construtivo desta seção, que por ser concebida com reforços de 2,8 m, estes foram solicitados mais intensamente. A relação do comprimento do reforço ( $L_R$ ) pela altura do muro gerou valor, segundo Ling *et al.* (2005), imprópriamente pequeno. Um item sobre influência do  $L_R$  foi criado para discutir este aspecto.

Ainda das Figuras 46 e 47, pode-se observar que, de modo geral, mesmo pequenos (para estruturas de solo reforçado), os deslocamentos aumentaram com o tempo, apresentando estabilização nas últimas leituras para certas camadas.

#### **4.3.3 Deformações pós-construtivas dos reforços**

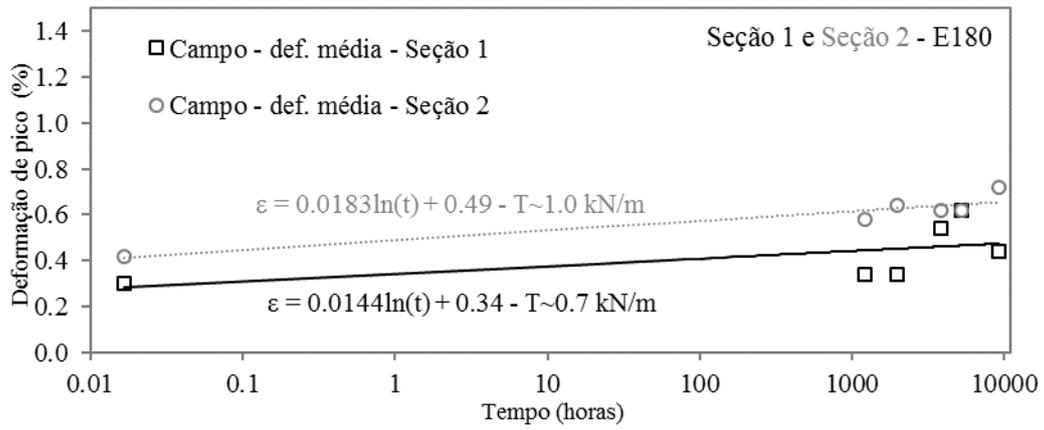
De posse dos valores de deslocamentos internos da estrutura foi calculada a deformação em cada trecho instrumentado. Portanto, partindo da leitura de deslocamento internos dos extensômetros mecânicos, foi utilizado o cálculo da deformação média para obter a deformação no geossintético ao longo do seu comprimento. As deformações calculadas estão especificadas em cada tempo (1.225 h, 1.969 h, 3.817 h, 5.209 h e 9.265 h) referente às visitas do autor a obra monitorada, posteriormente ao alteamento completo da estrutura. A fim de se observar o comportamento dependente do tempo no âmbito das deformações e o registro do efeito temporal a esta análise, foram utilizados os gráficos presentes nas Figuras de 48 a 49. Estes gráficos são análogos aos gráficos de deformações por tempo oriundos de ensaios de laboratório e, assim, posteriormente, será analisada comparativamente a relação entre os comportamentos na estrutura monitorada e os comportamentos em ensaios convencionais não confinados utilizados na estrutura.

Nas Figuras 48 e 49 estão plotadas os máximos valores de deformação observados em cada linha de reforço e o tempo (transcorrido desde o fim da construção, sendo esse o início do monitoramento pós-construtivo). Já as distribuições das deformações ao longo do reforço foram plotadas nos pontos 0,75 m, 1,5 m e 2,5 m em relação a face, conforme Figuras 50 e 51. As distribuições das deformações ao longo do comprimento dos reforços foram calculadas utilizando princípio relatado no capítulo anterior. Os resultados das seções foram plotados para se poder analisar comparativamente as seções, tipo de reforço empregado e carga estimada.

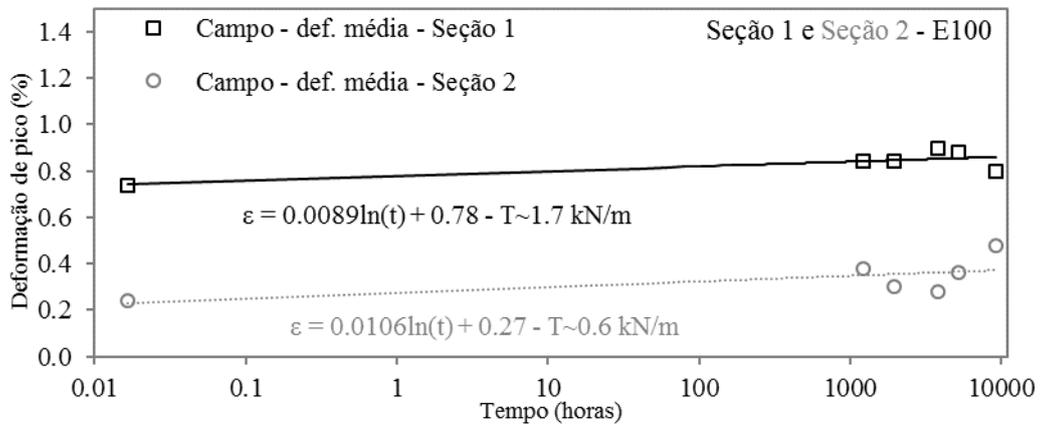
##### ***4.3.3.1 Deformações máximas por tempo***

As Figuras 48 e 49 trazem as deformações máximas observadas nas linhas de reforço instrumentadas ao longo do tempo. Para facilitar ao leitor, em cinza os dados referem-se as Seções 2 (Figura 48) e 4 (Figura 49) e, em preto, os dados referem-se as Seções 1 (Figura 48) e 2 (Figura 49). Além disso, está indicado qual tipo de reforço encontra-se naquela elevação e, também, qual a carga estimada no mesmo. A carga foi estimada com base na deformação construtiva que o reforço apresentou, deformação tomada antes do trecho linear de fluência. Este valor foi tomado como deformação inicial,

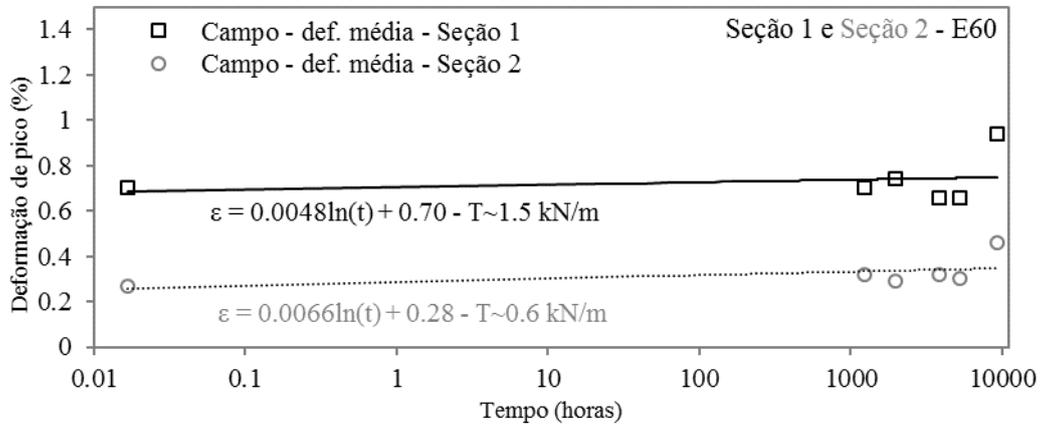
já a carga foi tomada com base na curva tensão versus deformação, apresentada pelos ensaios de ruptura à tração dos mesmos. Por exemplo, na E180 da Seção 1, o valor em torno de 0,34% (deformação inicial, antes do trecho linear da fluência) de deformação na geogrelha (GG40), indicou, pela rigidez deste reforço (rigidez de 4,28 kN/m, ao em torno dos 2% de deformação), um esforço de tração correspondente a 0,7 kN/m, portanto, estimou-se para a elevação a 1,80 m do pé do muro (E180), o esforço de 0,7 kN/m. Este método, de usar o valor de deformação no reforço, logo após a conclusão da obra, e estimar a força de tração mobilizada para aquela deformação através do valor de rigidez, foi proposto por Allen & Rowe (2003). O autor ainda indicou para baixos valores de deformação de geossintéticos, inferiores a 2%, a não-linearidade da curva é pequena, podendo, para propósitos práticos, adotar o valor de rigidez como constante. Ainda atestou que para menos de 1% de deformação é muito difícil de medir, recomendando usar o valor de rigidez a deformação em torno de 2% para baixas deformações.



(a)

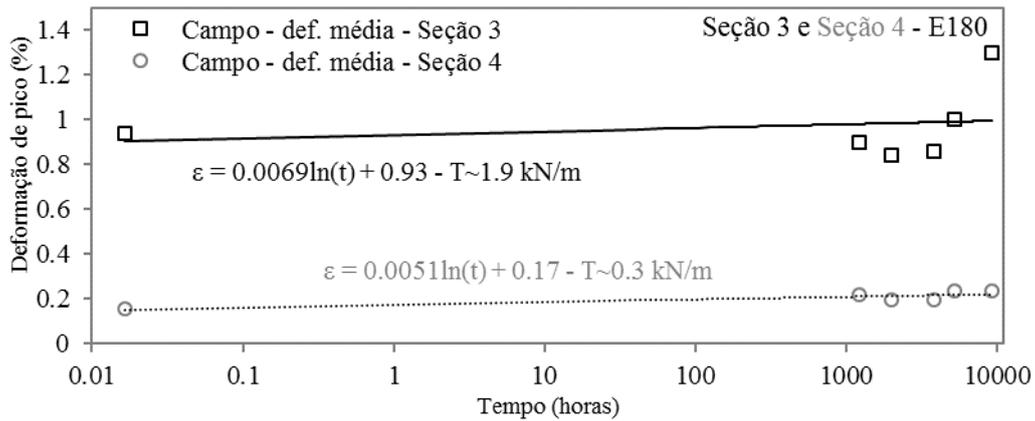


(b)

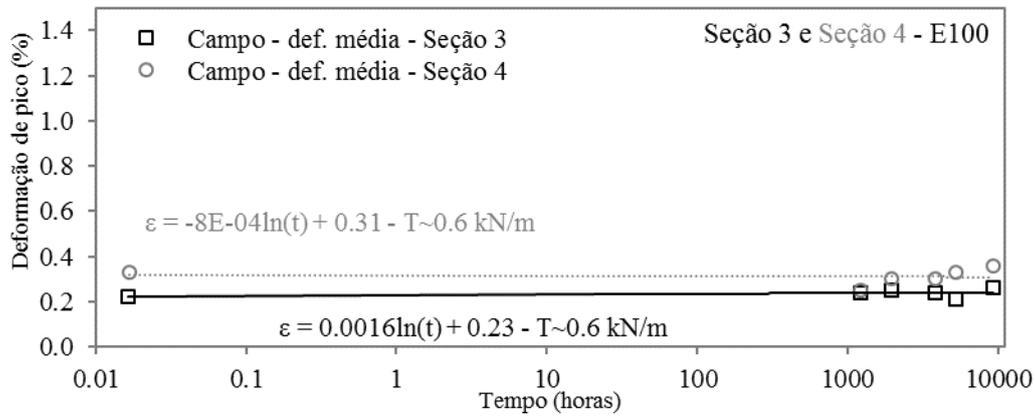


(c)

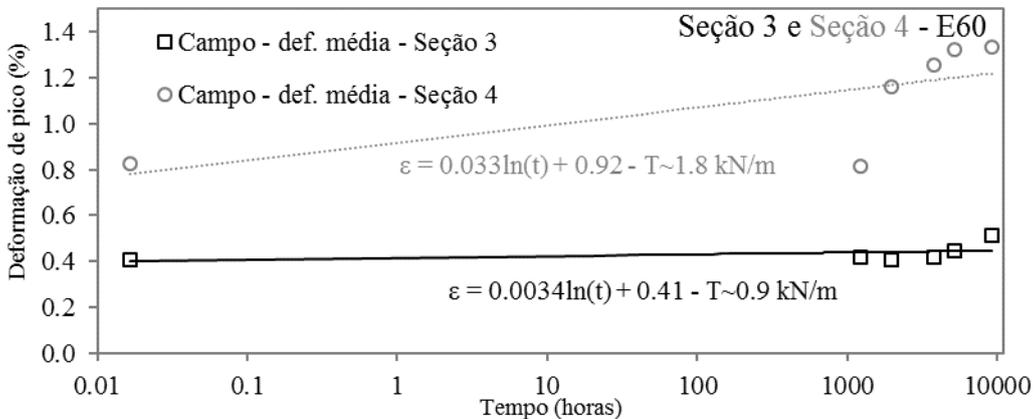
Figura 48: Deformações versus Tempo - Seções 1 e 2: (a) Elevação 180 cm, (b) Elevação 100 cm e (c) Elevação 60 cm.



(a)



(b)



(c)

Figura 49: Deformações versus Tempo - Seções 3 e 4: (a) Elevação 180 cm, (b) Elevação 100 cm e (c) Elevação 60 cm.

A definição das deformações de pico em cada linha de reforço instrumentada possibilitou analisar qual a tendência a fluência este reforço apresentou em campo, para cada condição em que foi empregado. Desse modo, a análise foi realizada com base no maior nível de carregamento imposto na elevação instrumentada.

Dos resultados, pode-se notar que as deformações construtivas (deformações iniciais) foram de pequena monta, inferior a 1,0%, sendo as maiores nas E60 (Seções 1 e 4) e E180 (Seção 3) e E100 (Seção 1). Já as deformações ao longo do tempo, estas foram inferiores a 0,5%, sendo o maior comportamento observado nas E180 das Seções 1, 2 e 3, e na E60 (Seção 4), com incrementos de deformações temporais, mas abaixo dos 0,5%, para o tempo de monitoramento desta dissertação. Para as Seções 1, 2 e 3, conforme a Figura 48 e Figura 49, as maiores tendências as deformações temporais ocorreram na elevação E180, com valores de acumulo de deformação da ordem de 0,3%, entre o fim da construção (início fluência) e nas 10.944 horas de monitoramento (ou 9.265 h de fluência). Para E100 da Seção 4, ocorreu um imperceptível acumulo de deformações, conforme monitoramento, sendo a causa uma, possível, relaxação do reforço nesta elevação.

Para facilitar análises, foi elaborada a Tabela 3 e Tabela 4. A Tabela 3 ilustra as deformações, com vistas ao parâmetro “a” de deformação inicial (construtiva) do reforço. Enquanto a Tabela 4, condensa os valores de “b” (tendência a fluência).

Tabela 3: Valores de deformação inicial (“a”) condensados.

Seção	a (%) - Deformação inicial			Média da seção	Reforço	Lr (m)
	E60	E100	E180			
1	0.70	0.78	0.34	0.61	GG50. GG50 e GG40	8
2	0.28	0.27	0.49	0.35	GG40	6.5
3	0.41	0.31	0.93	0.55	GG40. GT. GT	4.5
4	0.92	0.23	0.17	0.44	GT	2.8 e 6
Média da elevação	0.58	0.40	0.48			

Tabela 4: Valores de taxa de fluência (“b”) condensados.

Seção	b - Fluência			Média da seção	Reforço	Lr (m)
	E60	E100	E180			
1	0.0048	0.0089	0.0144	0.0094	GG50. GG50 e GG40	8
2	0.0066	0.0106	0.0183	0.0118	GG40	6.5
3	0.0034	0.0016	0.0069	0.0040	GG40. GT. GT	4.5
4	0.0330	-0.0004	0.0051	0.0126	GT	2.8 e 6
Média da elevação	0.0120	0.0052	0.0112			

Pode-se explorar, em termos de “a”, que as deformações construtivas foram maiores nos extremos (E60 e E180) e menores na elevação central (E100), “conforme média da elevação”, devendo-se creditar, portanto, ao diagrama de empuxos atuante no muro, com forma trapezoidal. Todavia, este comportamento não foi observado na Seção

4, que gerou uma deformação muito alta embaixo e muito reduzida nas elevações superiores. Supostamente, neste caso da Seção 4, o comprimento do reforço menor da E60 e maior nas elevações superiores acarretou em um sobrecarregamento na E60 e subcarregou as elevações superiores.

No que tange ao sobrecarregamento entre elevações da mesma seção, de forma geral, nas seções em que uma elevação se deformou mais, as outras elevações deformaram menos, salvo exceto Seção 1. Já a média das deformações iniciais nas seções é muito semelhante, mostrando que o muro tende a ter uma “deformação geral” muito próxima entre seções, por esta análise, denota-se pouca influência da rigidez e tamanho dos reforços ao comportamento do muro. Entretanto, porém, pode-se observar e correlacionar ao reforço (GG40) a Seção 2 ter apresentado a menor soma entre as seções de deformações iniciais, este reforço foi tido, pelo ensaio de tração, como o mais rígido.

Já em termos de “b” (parâmetro de tendência a fluência), fora a Seção 4 E60, que apresentou  $b=0,0330$ , os outros pontos deram média de 0,0016 a 0,0183, o que denota que os resultados se apresentaram de forma muito bem ajustada. Uma possível atribuição a este fato pode ser dada pela superfície de máxima tração, passando muito próximo da face, fazendo com que haja pouca extensão do reforço para fluir, gerando assim menores deformações ao longo do tempo nestas elevações.

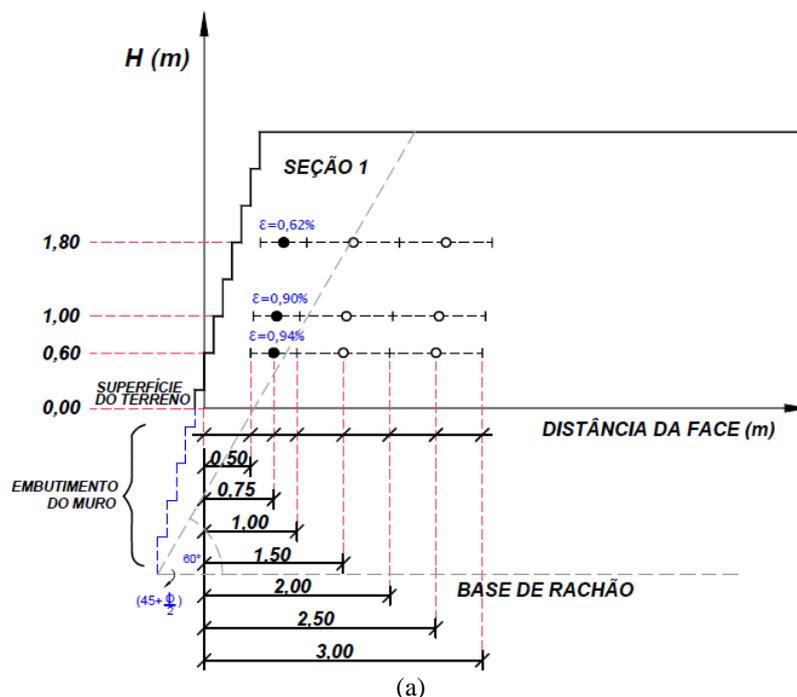
Outra constatação foi que a média das fluências, ao longo das elevações de cada seção, geram valores muito próximos (0,040 a 0,0126). E, nota-se que, elas são o inverso da deformação inicial (para maiores somas de “a”, menores somas de “b”). Este fato pode ser indício de quanto maior a deformação inicial (possivelmente devido a esforços de compactação), maior se dá o confinamento do solo (estado de tensões induzido) gerando menor comportamento de fluência. Logo, o solo, em condições de altas tensões induzidas pode ser responsável por reduzir a tendência a fluência do reforço em campo.

Já a Seção 2, apresentou-se, de forma geral, com baixas deformações construtivas. Já quanto a estabilização das deformações, nota-se que a tendência foi de 0,0066 da primeira camada instrumentada e de 0,0183 da última cada instrumentada, logo, com comportamento semelhante a Seção 1, indicando menor índice de taxa de deformações por fluência em condições de maiores tensões de confinamento do reforço. Corroborando o entendimento de que as tensões devido a compactação, supostamente, são maiores que as tensões devido ao peso geostático da estrutura.

#### 4.3.3.2 Deformações ao longo do comprimento do reforço

Em posse dos valores máximos de deformação enfrentados pelo reforço e a sua localização em relação a distância da face, pode-se localizar as máximas tensões de tração do maciço, nas elevações instrumentadas. A Figura 50, para cada uma das seções, apresenta a distribuição das máximas deformações obtidas em cada elevação de seção monitorada. A união destes pontos de máxima deformação pertence ao local das maiores cargas de tração e foram apresentados indicando qual sua posição em relação à face e em qual elevação instrumentada este aconteceu. E, adicionalmente, nota-se o intervalo que esta deformação possivelmente aconteceu, através da indicação do intervalo entre os pontos monitorados, conforme salientado anteriormente.

Durante elaboração destes pontos, na localização onde ocorreram as deformações máximas, constatou-se que, independente da seção ou instrumentação analisada, a região onde ocorreu a deformação máxima, majoritariamente, não mudou de lugar durante o monitoramento, apenas os valores de deformação acumulados. Este fenômeno pode ser observado mais claramente analisando as Figuras 51 e 52, nestas estão plotadas as deformações ao longo do comprimento do reforço, para cada tempo monitorado pós a construção do muro. De forma semelhante aos itens anteriores, foi-se exposto os resultados de deformação ao longo do comprimento dos reforços para as Seções 1 e 2 e Seções 3 e 4, enquanto os reforços empregados estão indicados em cada figura, assim como o esforço estimado no reforço.



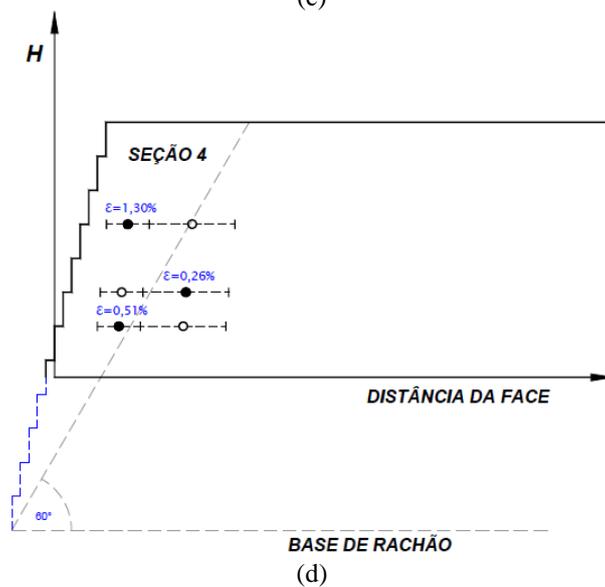
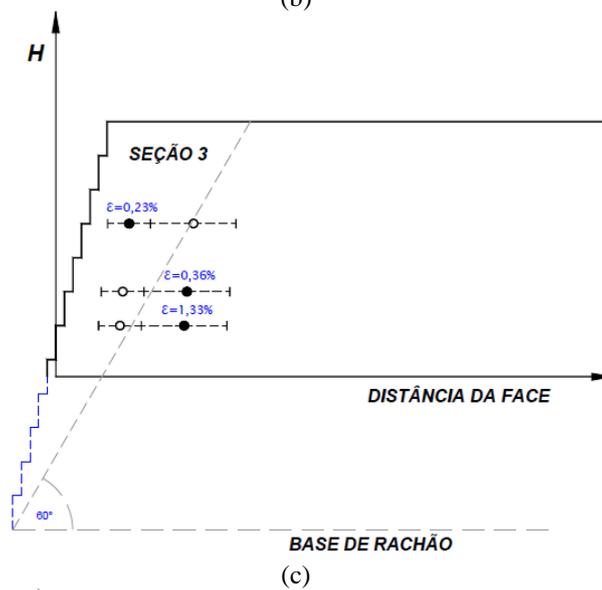
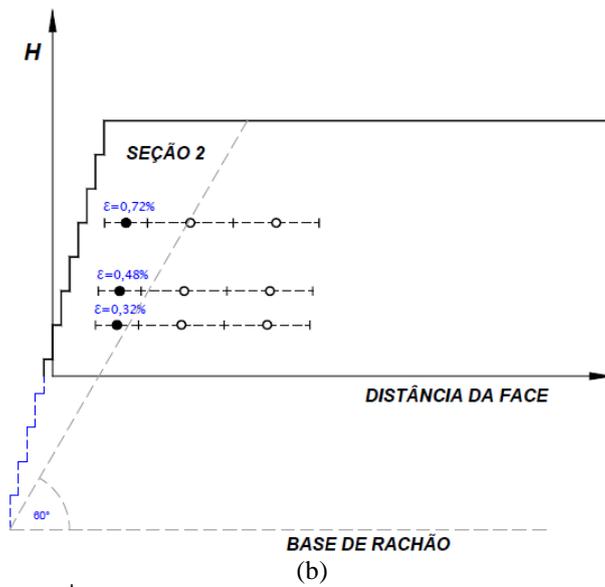


Figura 50: Valores e locais de ocorrência das máximas deformações nos reforços em cada uma das seções instrumentadas e comparação com literatura: S1 (a), S2 (b), S3 (c) e S4 (d).

Com isso, o objetivo das Figuras 54 e 55 foi de apresentar as deformações nos reforços e os locais onde elas foram registradas, sendo que os pontos sólidos representam os pontos entre dois pontos de extensômetros mecânicos monitorados. Como esperado, em cada nível de reforço as deformações (consequentemente, tensões de tração) cresceram da face da estrutura para um valor máximo e depois diminuíram e até zerarem, mais afastados da face.

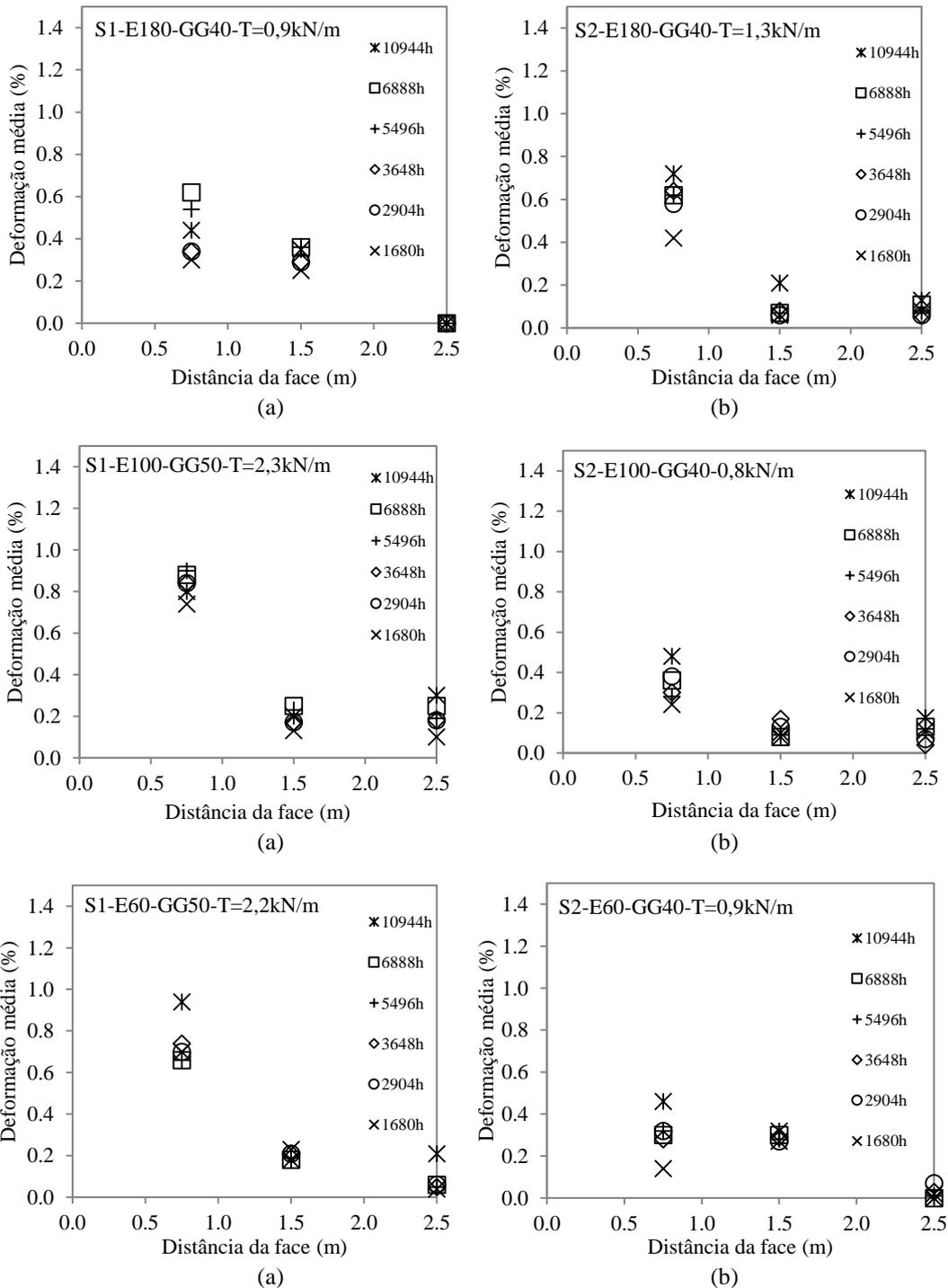


Figura 51: Deformações por tempo versus Distância da face (a) Seção 1 Elevações 180, 100 e 60 cm e (b) Seção 2 Elevações 180, 100 e 60 cm.

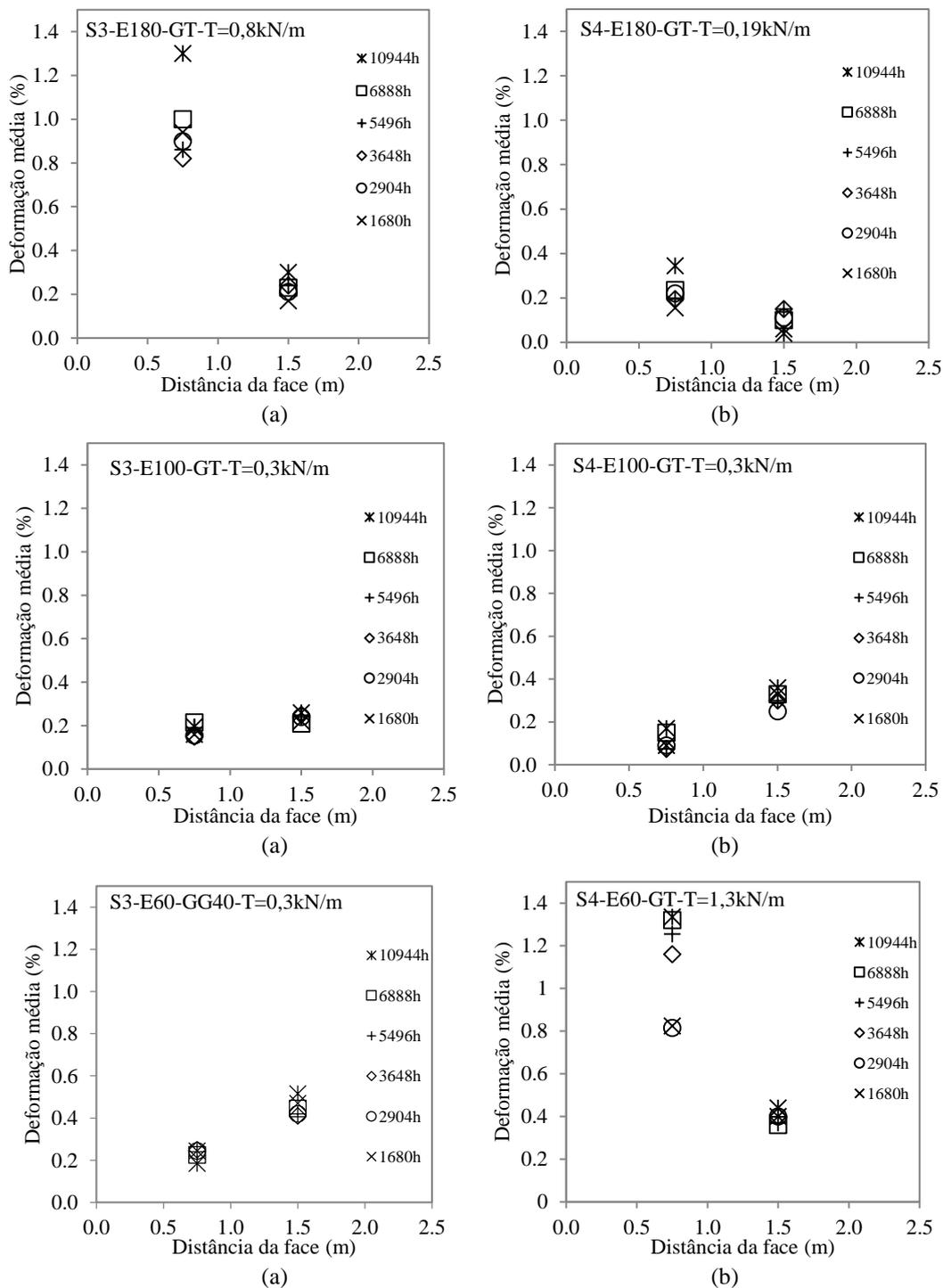


Figura 52: Deformações por tempo versus Distância da face (a) Seção 3 Elevações 180, 100 e 60 cm e (b) Seção 4 Elevações 180, 100 e 60 cm.

## 4.4 Análise comparativa das deformações temporais entre campo e laboratório

Os resultados de deformação comparados estão em diferentes escalas de tempo e, apesar das análises comparativas serem as mesmas (deformações versus tempo), as figuras exibem as deformações de laboratório de 0,01 h até, aproximadamente, 2.000 h, enquanto as deformações de campo 9.265 h, de comportamento atribuído a deformações temporais do reforço. As deformações pelo tempo do solo não são exibidas, este apresenta somente 25 horas de dados. Desse modo, o leitor, pode observar os tempos de cada monitoramento e o efeito das comparações deste, na análise dos dados.

As comparações dão-se por conta das taxas de deformação, coeficiente “b” da equação logarítmica. Os autores Allen & Barthurst (2002) elencaram que o comportamento da curva gerada a partir da extrapolação dos dados é fonte de pouco erro. O erro devido ao ajuste do tempo na escala entre laboratório e campo não é grande o bastante que mascare as tendências observadas pelas análises dos dados, sendo que o erro não é maior que o coeficiente de variação dentre as taxas de fluência observadas (ALLEN & BARTHURST, 2002). Os dados da literatura de comparações de campo e ensaios de laboratório (PLÁCIDO *et al.*, 2018 e ALLEN & BATHURST 2002) apresentam os dados da mesma maneira, trecho inicial trazendo a tendência de fluência com as taxas tomadas no tempo de ensaio e, no muro, exclui-se os tempos construtivos e apresentam-se somente os dados de deformações nos tempos pós construtivos. Allen & Barthurst (2002), atestaram que as diferenças de tempos de construções dos muros (da ordem de 1.000 horas) e ensaios de laboratório, para valor de taxas de fluência em longo prazo é pouco significativo.

Nesta pesquisa, sendo o tempo de fluência considerado a partir das 1.680 horas, exibindo as curvas de deformações temporais nos tempos considerando o zero, como início da fluência (fim da obra). Portanto, o autor indica que não há conservadorismo atribuído à condição de campo, uma vez que não considera-se o tempo de construção da estrutura dentro dos cálculos de tendência a fluência.

Para poder comparativamente analisar os resultados do comportamento dependente do tempo do muro instrumentado com os resultados de laboratório, foram plotadas as Figuras 53, 54 e 55. Na Figura 53 estão plotados os ensaios da GG50, nos corpos de prova a 5 e 10 % da resistência a tração última ( $T_{ULT}$ ) no ensaio de fluência não

confinada, o monitoramento de campo das elevações compostas por este reforço (E60 e E100 da Seção 1), e a tendência à fluência do solo, na condição de 72 kPa de confinamento.

Similarmente, a Figura 54 apresenta o reforço da GG40 nos corpos de prova 5 e 10 % do  $T_{ULT}$  na fluência não confinada, as elevações E60 (Seção 3), E180 (Seção 1) e todas elevações da Seção 2, além da fluência do solo. A Figura 55 exhibe as comparações com o GT50, dos ensaios de fluência não confinada nas condições de 5, 30 e 40% do  $T_{ULT}$ , e as deformações nas elevações de campo E100 e E180 da Seção 3 e, todas, elevações da Seção 4.

A curva de “fluência do solo” indicada, em 72 kPa de confinamento, foi escolhida devido a faixa de tensões em que as camadas instrumentadas se encontram. Sendo o  $\gamma_n$  do solo de  $19,6\text{kN/m}^2$  e as elevações E60 e E100 terem camadas de solo de 3,9 m e 3,5 m, respectivamente, as tensões verticais atuantes nas camadas são de 76 kPa e 69 kPa.

Ainda sobre as condições do solo de aterro, considerando o  $\phi=30^\circ$  e coesão de 24 kPa, tem-se um coeficiente de empuxo ativo de Rankine da ordem de 0,33. Sendo que para altura típica destas camadas a tensão vertical é da ordem de 70 kPa, a tensão horizontal obtida é da ordem de 23 kPa, ou seja, considerando-se a coesão do solo, não há solicitação teórica (por teoria de Rankine) nas camadas reforçadas. Portanto, o carregamento estimado, “semelhantes” para as camadas E60 e E100 da Seção 1, em torno dos 1,6 kN/m, pode ser devido apenas ao estado de tensões induzidos no solo, devido à compactação.

Para realizar comparações adequadas, cada composição de reforço analisada, seja em laboratório ou campo, apresenta a carga estimada no reforço, além da equação ajustada aos pontos monitorados. Qualquer análise deve-se ser realizada com cautela, ressaltando-se que a carga adotada nos ensaios de laboratório é a indicada na legenda dos dados laboratoriais de fluência convencional não confinada, enquanto a carga estimada no reforço em campo, advém da análise da deformação no fim da construção, conforme descrito anteriormente.

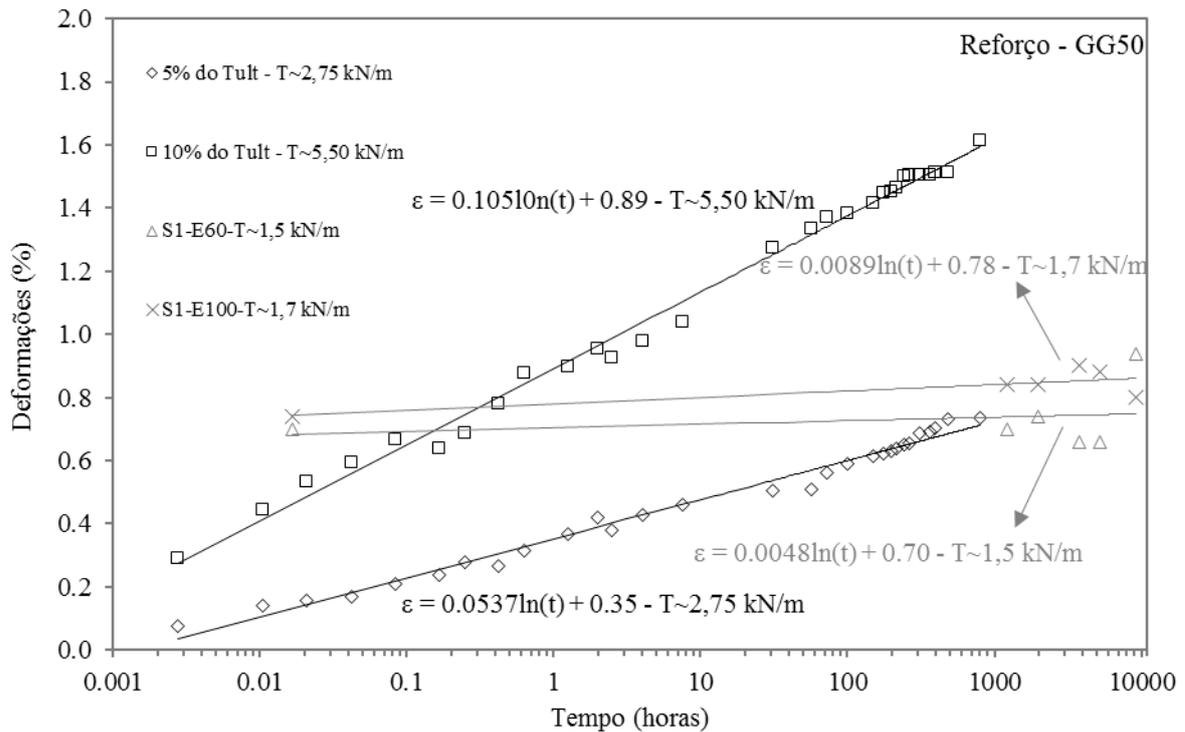


Figura 53: Comparação - Campo versus Laboratório - Reforço GG50.

Na Figura 53, pode-se observar das curvas de campo e laboratório. Pelos resultados de laboratório, a tensão aplicada pelo carregamento do ensaio de fluência não confinada alterou a tendência a fluência da GG50 da ordem do dobro de uma carga para outra. Já para este reforço em campo, apesar da proximidade das camadas instrumentadas (E60 e E100) apresentarem, a taxa de fluência, também, foi da ordem do dobro de uma para outra. Esse fato indica um possível ressalva com o valor de laboratório, que com dados de diferentes cargas não teve a sua taxa alterada significativamente. Porém, deve-se notar que, em ambos os casos de campo, os valores de tendência a deformações temporais foram menores que os valores de fluência laboratoriais, sendo mais de dez vezes maior no caso do reforço com semelhante carga. Então, nota-se que os resultados de laboratório superestimaram os de campo, para o reforço de GG50. Este fato também pode ser atribuído a condições impostas pela susceptibilidade a fluência do solo (0,0517), na qual nas condições de campo, interagindo com a geogrelha, imputou resistência as deformações temporais e ainda pode ter acarretado, inclusive, na diminuição de carregamento no reforço, uma vez que a susceptibilidade a fluência do solo é menor que a tendência a fluência deste reforço ( $0,0517 < 0,0537$  ou  $0,1050$ ).

Na questão referente a deformações temporais do solo, este, neste caso da Figura 53, apresentou “fluência” (ensaio edométrico) menor que a fluência dentre as geogrelhas

ensaiadas convencionalmente em condição não confinada em laboratório, logo, pode-se concluir que houve restrição por parte do solo no comportamento do reforço em campo, uma vez que os valores de fluência do solo são maiores que os valores de fluência do reforço “puro” (ensaio convencional sem confinamento), pelo menos para o período de fluência primária do solo. No caso, os dados para obtenção das deformações temporais do solo são inferiores a 30 horas, e, somente, a fluência primária, com forma linear crescente de deformações, foi observada.

Outra comparação de resultados de deformações ao longo do tempo de geogrelhas, entre campo e laboratório, está apresentado na Figura 54. Este reforço (GG40) foi empregado na Seção 2, por inteiro, e nas elevações E180, da Seção 1 e E60, da Seção 3.

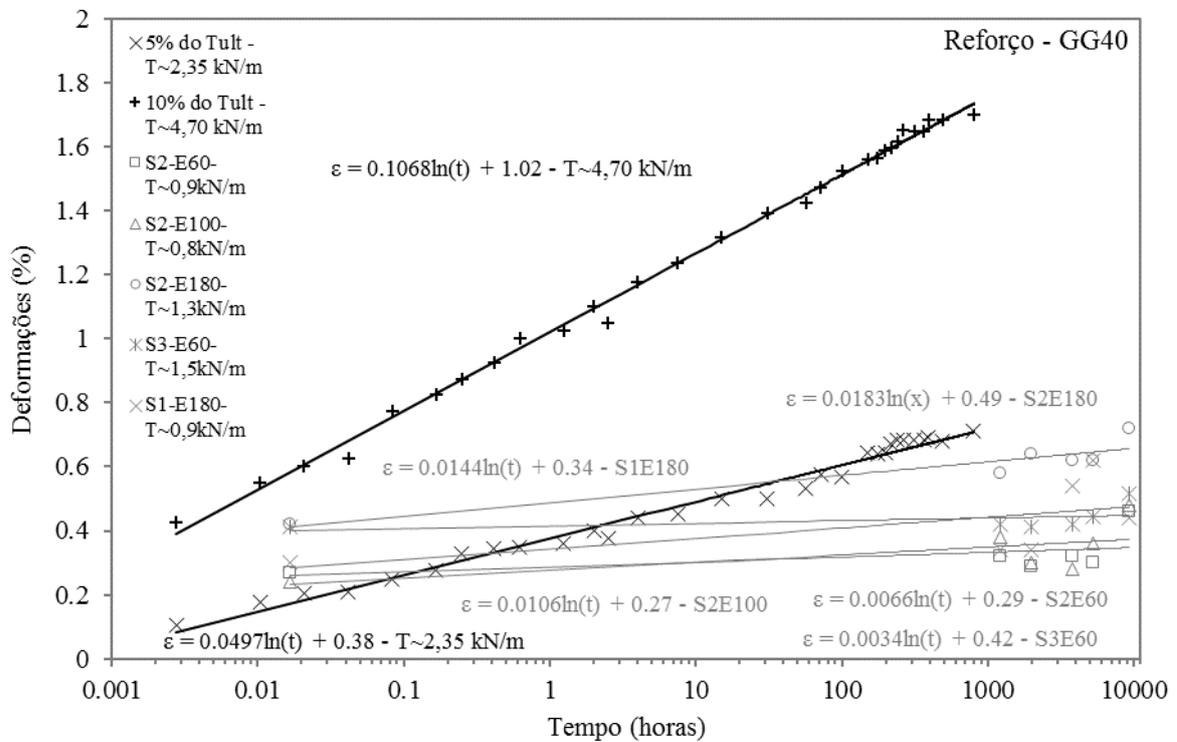


Figura 54: Comparação - Campo versus Laboratório - Reforço GG40.

Com base nos resultados obtidos observa-se que, por comparação laboratório versus campo, novamente, há comportamento indicando, suposto, conservadorismo, sendo este o laboratório superestimando campo, apesar dos valores de campo, pela proximidade das curvas, se apresentarem de forma semelhante em termos de deformações iniciais. Já na situação confinada, o valor de tendência as deformações temporais, variou de 0,0034 a 0,0183, valores estes, hora pouco abaixo ou muitos abaixo de tendência a deformação temporal, quando comparados aos ensaios de laboratório não confinado.

Desse modo, observa-se, contudo, a dificuldade de se atribuir qualquer tendência de comportamento ao reforço em campo, somente com os valores das tendências de deformação por fluência de reforços em ensaios convencionais não confinados. Portanto, certa ressalva é recomendada quanto ao direto uso de ensaios de fluência convencional não confinada para previsão do comportamento em campo deste reforço.

A fim de se avaliar o comportamento do reforço de geotêxtil tecido empregado na construção do muro, foi plotada a Figura 58 e a Tabela 5. Este reforço foi empregado na Seção 4 por inteira e, nas E100 e 180, da Seção 3. Além de não ser dotados de aberturas, o que diminui sua interação com o solo circundante, este reforço é constituído de polipropileno, diferente de poliéster - usado na composição das geogrelhas. Os resultados de campo e laboratório do reforço de GT50 estão plotados na Figura 58.

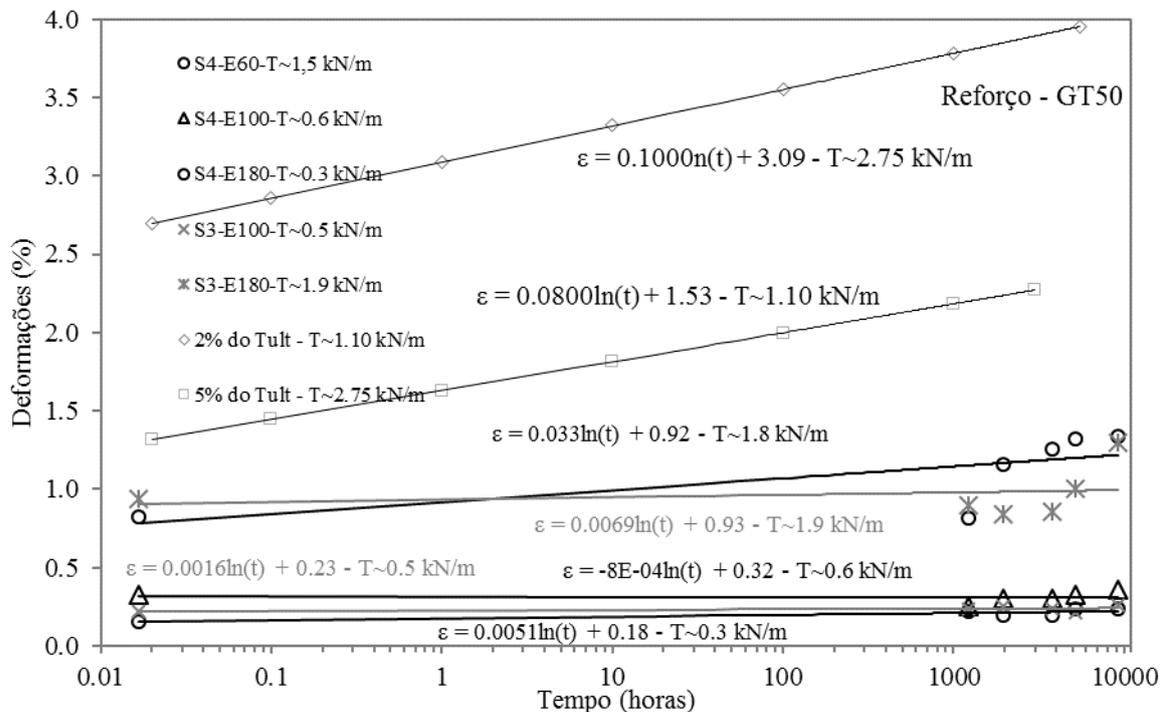


Figura 55: Comparação - Campo versus Laboratório - Reforço GT50.

Para este reforço (GT50), conforme Figura 55, observou-se que, em dois casos (S4-E60 e S3-E180), além das maiores deformações iniciais, estes casos apresentaram maiores valores de tendência a deformação temporal. Supostamente as maiores deformações são devido a maiores cargas de tração nestes reforços, analogamente, também pode-se dizer isso para as tendências as deformações temporais. No tocante ao maior esforço da S4-E60, conforme mencionado anteriormente, está seção, diferente das

demais, teve o reforço responsável por conter esforços oriundos dos efeitos de compactação e do peso geostático da mesma geometria dos outros muros, mas devido menor comprimento de reforço ( $L_R$ ), há um sobrecarregamento dos reforços desta região (LING *et al.* 2005), conduzindo a maiores deformações na E60. Para a Seção 3, composta de geogrelha e geotêxtil tecido nas duas últimas elevações instrumentadas, o comportamento de maiores deformações não pode ser indicado diretamente ao tamanho do reforço, uma vez que esta seção é composta por reforços íntegros e de comprimento adequado. Logo, atribui-se a maiores deformações iniciais e tendências as deformações temporais deste reforço ao diagrama (trapezoidal) de tensões máximas que um muro de 4,5 m de altura, em solo coesivo, apresenta.

Para muros coesivos, conforme Miyata & Bathurst (2007), e pelo protótipo de solo coesivo de Benjamin (2006), entre outros, o diagrama das máximas tensões se encontra em região central do muro e menor, a insignificante na base e topo. Portanto, a elevação E180, ao se apresentar na região central de um muro (a 1,80 m de um muro de 4,50 m de altura), com a alta sollicitação estimada pela deformação inicial (1,9 kN/m), este pode ser o fato responsável pelas maiores deformações por fluência nesta elevação da Seção 3, e não nas demais, justificando que, portanto, não só por conta do tipo de polímero utilizado na confecção do reforço (polipropileno), este reforço apresentou as maiores deformações temporais.

## **4.5 Análises do fator de redução por fluência de campo e laboratório**

A Tabela 5 ilustram outra maneira de apresentação das análises de susceptibilidade as deformações temporais. No caso, as análises das deformações temporais podem, também, serem tecidas com base no fator redutor apresentado, seja pelos ensaios ou pelo monitoramento de campo. O Fator Redutor por Fluência ( $FR_{FL}$ ) pode ser estimado de diversas maneiras, por exemplo, ao limitar a 2% de deformação a carga última no reforço, conforme indica Allen & Barthurst (2002) para o bom comportamento de uma estrutura de solo reforçado. O  $FR_{FL}$ , de campo, nesta dissertação, foi tomado dividindo o valor da carga (para cada reforço) referente aos 2% de deformação pelo valor da carga no tempo de análise (no caso analisado para 100 anos, logo, o valor da carga foi tomado com base na deformação inicial, mais a deformação ao longo de 100

anos de vida útil da obra, inferida com a taxa de fluência, taxa essa determinada pelo monitoramento de campo e ensaio de laboratório, para 100 anos).

Supondo uma deformação máxima de 2%, os valores dos  $FR_{FL}$ , em cada uma das condições que os reforços foram empregados em campo nesta pesquisa, estão ilustrados na Tabela 5.

Tabela 5: Estimativa de fatores de redução de fluência de campo.

Reforço	Rigidez a 2% (kN/m)	Posição em Campo	$\epsilon$ (%) - inicial (construtiva)	T (kN/m) - Estimado pela def. inicial	Tendência a fluência (campo)	$\epsilon$ (%) 100 anos	$\epsilon$ (%) inicial+100 anos	T (kN/m) 100 anos	T (kN/m) T-2%	FR-Fluência Campo
GG50	4.36	S1-E60	0.70	1.5	$\epsilon = 0.0048\ln(t)$	0.07	0.77	1.67	4.36	2.61
GG50	4.36	S1-E100	0.78	1.7	$\epsilon = 0.0089\ln(t)$	0.12	0.90	1.97	4.36	2.22
GG40	4.28	S1-E180	0.34	0.7	$\epsilon = 0.0144\ln(t)$	0.20	0.54	1.15	4.28	3.72
GG40	4.28	S2-E60	0.28	0.6	$\epsilon = 0.0066\ln(t)$	0.09	0.37	0.79	4.28	5.40
GG40	4.28	S2-E100	0.27	0.6	$\epsilon = 0.0106\ln(t)$	0.15	0.42	0.89	4.28	4.82
GG40	4.28	S2-E180	0.49	1.0	$\epsilon = 0.0183\ln(t)$	0.25	0.74	1.58	4.28	2.70
GG40	4.28	S3-E60	0.41	0.9	$\epsilon = 0.0034\ln(t)$	0.05	0.46	0.98	4.28	4.38
GT	4.00	S3-E100	0.23	0.5	$\epsilon = 0.0016\ln(t)$	0.02	0.25	0.50	4.00	7.94
GT	4.00	S3-E180	0.93	1.9	$\epsilon = 0.0069\ln(t)$	0.09	1.02	2.05	4.00	1.95
GT	4.00	S4-E60	0.92	1.8	$\epsilon = 0.0330\ln(t)$	0.45	1.37	2.74	4.00	1.46
GT	4.00	S4-E100	0.31	0.6	relaxação	~	~	~	~	~
GT	4.00	S4-E180	0.17	0.3	$\epsilon = 0.0051\ln(t)$	0.07	0.24	0.48	4.00	8.34

A Tabela 5 sintetiza as informações expostas até agora de campo, com os dados dos valores observados como tendência a deformação temporal e os valores de carga estimados. Adicionalmente, foi criada coluna com deformações em 100 anos, e coluna com deformações de 100 anos acrescidas as deformações iniciais. No método usado nesta pesquisa para estimar o  $FR_{FL}$ , de campo, o reforço depois de 100 anos apresentaria teoricamente uma deformação em que, somada a deformação de inicial, apresentaria deformação inicial mais uma deformação devido a fluência, logo, pode-se estimar teoricamente a carga de tração, no caso, para uma análise de 100 anos, como sendo a soma dessas deformações inferida com a rigidez do material. Assim, foi fixado uma deformação de ruptura de 2% e tomado a carga desta deformação (rigidez do reforço), e essa correlacionada com uma deformação (ou carga inferida com rigidez do reforço) aplicada em um dado instante (no caso, 100 anos), a relação expressa pela divisão destas indica um número semelhante ao  $FR_{FL}$ . Assim, O valor do  $FR_{FL}$  foi estimado na situação de campo.

#### 4.6 Curvas *Sherby-Dorn*

De modo a reportar e analisar a estabilidade a longo prazo da estrutura estudada (se o comportamento ao longo do tempo foi considerado bom ou ruim), uma aproximação dos níveis de carregamentos observados em campo aos níveis de carregamentos dos ensaios, e verificar as taxas de velocidade de deformação logarítmica de fluência dos reforços empregados, foram utilizadas curvas do tipo *Sherby-Dorn*. As curvas *Sherby-*

*Dorn* estão plotadas nas Figuras 59, 60 e 61, no eixo das ordenadas apresenta-se a diminuição logarítmica da velocidade de deformação, plotadas de forma a mostrar a evolução dessas velocidades de deformação. No eixo das abcissas, deformação acumulada e log do tempo, para todos os reforços estudados nesta pesquisa. Sendo estes reforços GG50, GG40 e GT50, representados, respectivamente, por Figura 56, 57 e 58.

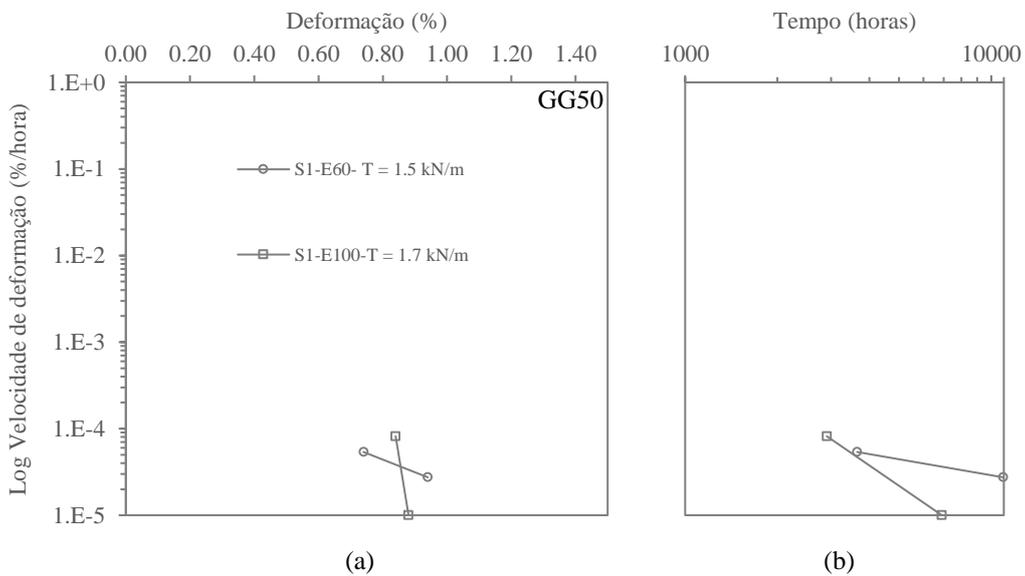


Figura 56: Velocidade deformações GG50: (a) *Sherby-Dorn* e (b) Velocidade de deformação versus Tempo.

Pela Figura 56, podemos identificar sentido para baixo das curvas *Sherby-Dorn*, para todos os casos, estes resultados indicam que apenas a fluência primária foi observada. Ainda, pelo decréscimo de velocidade que os valores apresentaram, indica-se que as deformações tendem para estabilidade, sendo que, pela posição a esquerda nos gráficos dos dados de laboratório, este reforço apresentou comportamento de deformação temporal maior em campo. Adicionalmente, nota-se que a E60 apresentou deformações no campo menores em um primeiro momento e depois, maiores. Já a E100 da mesma Seção 1, se manteve em baixos níveis de deformações temporais e taxas de velocidade.

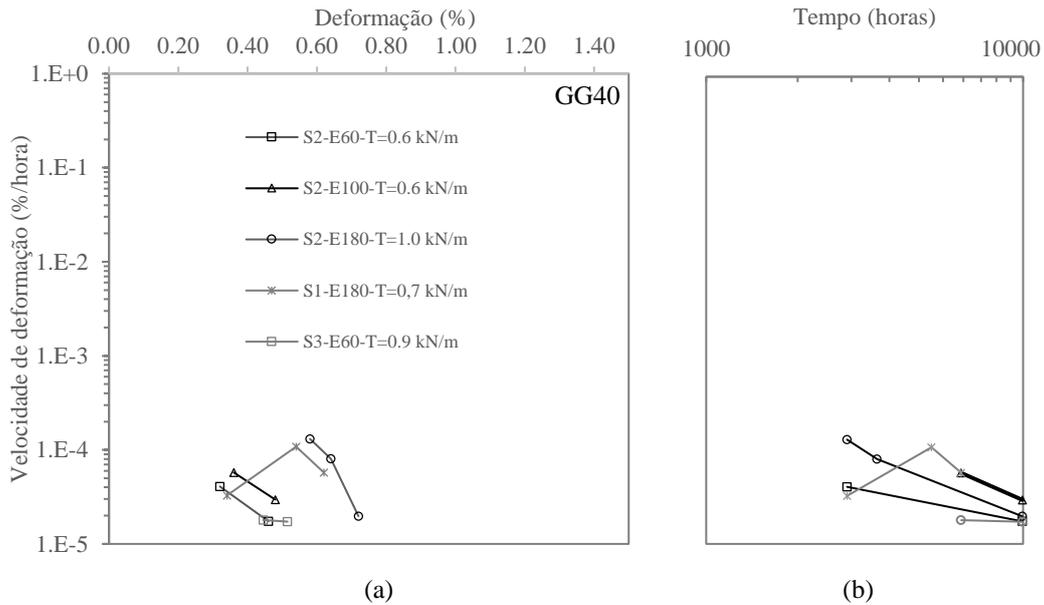


Figura 57: Velocidade deformações GG40: (a) *Sherby-Dorn* e (b) Velocidade de deformação versus Tempo.

Para o caso da GG40 (Figura 57), os dados evidenciam que o monitoramento reproduziu satisfatoriamente o comportamento de campo, a mesma altura das curvas indicou que os reforços se encontram na mesma ordem de velocidades de fluência. Pela mesma Figura 57, no caso do reforço alocado em campo, na E180 da S1, este foi apresentado por curva que não tem o sentido para baixo, inclusive em algum momento para cima, porém, os valores de deformações por fluência e as taxas de velocidade são baixas, não resultando em curva cujo comportamento indique que leve a eventual instabilidade.

Os comportamentos do geotêxtil tecido nas condições de campo estão plotados na Figura 58. Ainda, pode-se observar a linearidade das curvas com a tendência para baixo e, a curva do ensaio (cinza clara), encontrando-se em região superior e entre curvas do comportamento observado em campo deste reforço.

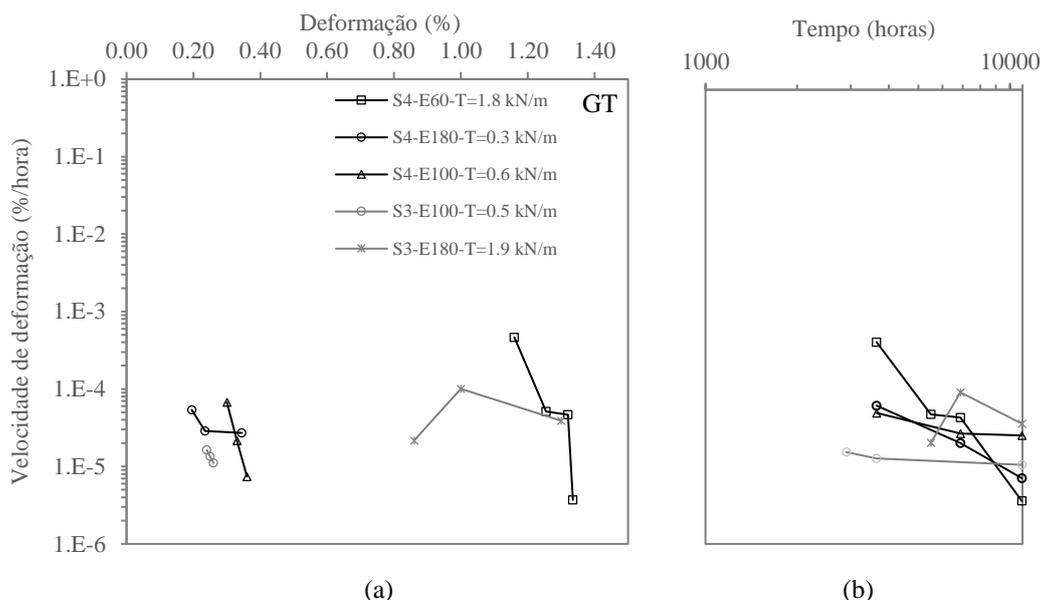


Figura 58: Velocidade de deformações GT50: (a) *Sherby-Dorn* e (b) Velocidade de deformação versus Tempo.

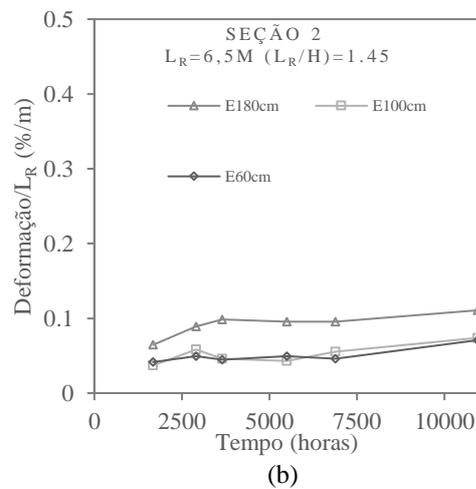
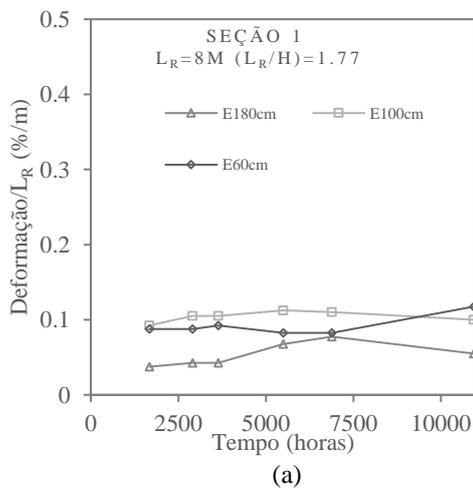
Pelos resultados da Figura 58, pode-se atribuir as elevações E60 e E180 da Seção 4, e a E100 da Seção 3, que as deformações foram menores em campo, tanto nas deformações acumuladas quanto as taxas de velocidades de deformação. Na Figura 58b, também se nota grande proximidade entre as curvas de campo, e, no que tange a taxas de velocidade ao longo do tempo, indica-se que os geotêxteis tecidos instalados em campo se comportaram de forma semelhante, independente da condição imposta neste empreendimento e, invariavelmente, tenderam para a estabilidade.

#### 4.7 Influência do comprimento do reforço nas deformações dos reforços

A influência do comprimento do reforço ( $L_R$ ) pode ser vista ao relacionar os resultados de deformação pelo comprimento do reforço do trecho, conforme Figura 59. Nota-se que o menor comprimento de reforço, presente na E60 da Seção 4 ( $L_R = 2,8$  m), apresentou a maior deformação. Este comportamento, destoante das demais, foi atribuído ao processo construtivo desta seção que, nesta elevação, constitui-se de reforço com comprimento ( $L_R$ ) de 2,8 m, sendo a divisão de  $L_R$  por H da ordem 1,8 responsável pelo sobrecarregamento dos reforços nesta elevação, que conduziu esta camada a maiores deformações.

O agrupamento dos gráficos mostra que, os resultados obtidos do monitoramento quando relacionados com o comprimento de reforço, as deformações ao longo do tempo não são influenciadas por tipo e rigidez do reforço. Pode-se observar pela Figura 59 que a variável de análise, comprimento do reforço, ao ser implementada as deformações, mostram que o comprimento do reforço afetou diretamente os resultados de deformações. Regiões do muro onde o reforço era extenso apresentaram menores deformações e regiões onde o reforço era menos extenso apresentaram maiores deformações. Ao dividir o comprimento do reforço a análise enxergamos congruência dos resultados, as deformações divididas pelos comprimentos de reforço de cada seção monitorada são em torno de  $0,15\%/L_R$ .

Também se nota a semelhança de resultados entre todas as seções instrumentadas quando proporcionalizadas pelo comprimento do reforço. Esse comportamento ilustra certa representatividade dos resultados. As deformações, de uma forma geral, salvo exceção da Seção 4 (E60), apresentaram as taxas de deformação do reforço pelo comprimento do reforço ( $\% \text{ deformação} / L_R$ ) em torno do 0,1. A Seção 4 apresentou maior valor nesta análise, em torno de 0,45, indicando que o que difere nesta seção é o pequeno comprimento do reforço na base da estrutura, gerando assim um sobrecarregamento dos esforços nessa região, que mobilizam maiores deformações na E60. Assim, verificou-se que para valores de comprimento de reforço até  $1H$ , as deformações se mantêm a uma taxa equivalente. Entretanto, para reforços com comprimentos inferiores a  $1H$ , verificou-se que há um aumento na taxa de deformação em torno de quatro vezes.



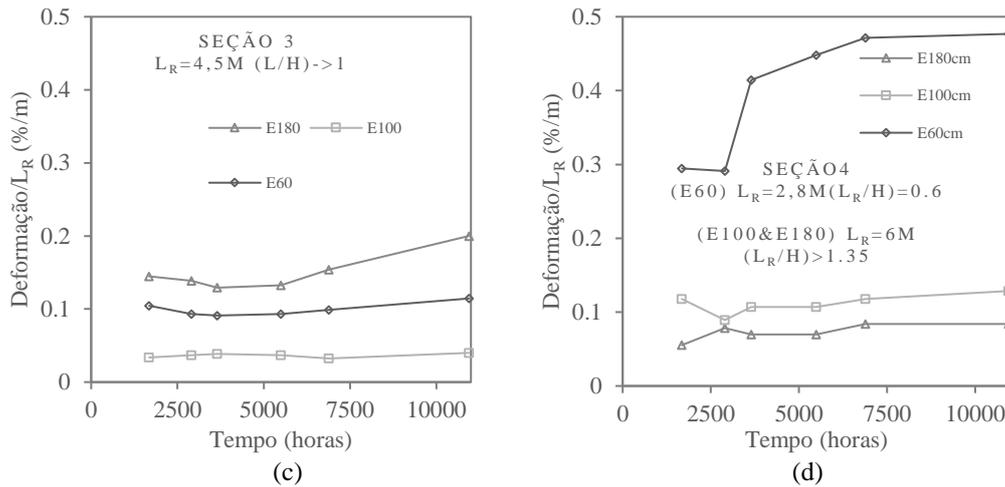


Figura 59: Influência do comprimento do reforço nas deformações ao longo do tempo: (a) Seção 1, (b) Seção 2, (c) Seção 3 e (d) Seção 4.

Pelas análises da influência do  $L_R$  no resultado de deformação no reforço, observou-se que ocorreram praticamente iguais ao longo de toda elevação de todas seções monitoradas, com relação  $\epsilon/L_R$  em torno de 0,1. Ainda, nota-se que, em relações adimensionais  $L_R/H$  inferiores a 1,4, as maiores deformações ocorreram nas mais altas elevações instrumentadas, situadas na região central do muro.

## ***CAPÍTULO 5: CONCLUSÕES***

As deformações temporais (deformações ao longo do tempo) dos geossintéticos aplicados a estruturas de solo reforçado tem sido importante questão envolvendo esta técnica de construção. Nesse contexto, o presente estudo investigou o comportamento ao longo do tempo de um muro, com investigação conduzida por aproximadamente 10.000 horas pós-construção, em luz das deformações por fluência de geossintéticos utilizados como reforços. De acordo com os resultados obtidos, pode-se concluir os seguintes no tocante a cada tema da pesquisa.

Na primeira parte do trabalho foi caracterizado os materiais utilizados nessa pesquisa, ressaltando-se:

- Para avaliar o comportamento foram propostos ajustes de curvas com função logarítmica, estas se apresentaram de grande valia, pode quantificar a susceptibilidade as deformações temporais a partir de um número, ou visualmente, por inclinações de reta.
- O solo apresentou valores de fluência próximos, quando comparados as taxas de fluência do reforço isolado. A similaridade das taxas das condições de confinamento empregados nos ensaios edométricos foi atribuída a fase pré-adensada que o solo se encontra, tanto para os valores de confinamento do ensaio, quanto para os valores de campo. Ainda, o aparato utilizado (anel de latão, normalizado para ensaio de adensamento edométrico do solo) para se estimar a susceptibilidade de solo a fluência foi considerado como de fácil manuseio (tratamento das curvas de adensamento secundário do solo, onde trecho da curva é linearizado), simples e eficaz, com resultados de taxas de fluência adequados, porém, ressalta-se, ensaios de maiores durações devem ser realizados para se melhor confiar nos resultados de tendência a deformação.
- O comportamento de deformações máximas aconteceu próximo a face.
- Quanto aos deslocamentos monitorados da fase construção serem maiores que deslocamentos ao longo do tempo, estes concordam com Riccio *et al.* (2014) e Ehrlich & Mirmoradi (2015), para os muros de 4 metros.

- Em campo, também foi analisada resultados oriundos da adimensionalização de  $L_R$  sobre  $H$  da ordem de 0,6, que foi responsável pelo sobrecarregamento dos reforços na E60 da S4, que levou a maiores deformações, resultando em um comportamento atípico desta seção, quando comparado as outras. Pelas análises da influência do  $L_R$  no resultado de deformação no reforço, observou-se que ocorreram praticamente iguais ao longo de toda elevação de todas seções monitoradas, com relação  $\epsilon/L_R$  em torno de 0,1. Ainda, nota-se que, em relações adimensionais  $L_R/H$  inferiores a 1,4, as maiores deformações ocorreram nas mais altas elevações instrumentadas.
- No que tange a geometria interna, os resultados obtidos desta literatura são consistentes com deste trabalho, a densidade dos eforços se mostrou parâmetro mais importante, assim como em Ho e Rowe (1996) e Ling (2005), parâmetro de maior influência, sendo  $L_r/h < 0,7$  aumentou-se demais as tensões nos reforços e conseqüentemente as taxas de deformações temporais. Pedroso (2000) e Benjamin (2006), observaram, de mesmo modo, maior densidade levando a menor deformações;

Quanto ao monitoramento de campo, no que tange os resultados deste e comparações com dados laboratoriais, as seguintes conclusões são retiradas:

- O uso de rigidez constante para propósitos práticos se mostrou de grande valia, uma vez que facilitou os cálculos e a análise pode ser focada em deformações nos reforços.
- As deformações temporais, no caso do reforço do tipo geogrelha, todas as seções de campo apresentaram maior tendência a deformação temporal em campo do que em laboratório, e para metade das elevações, no caso do reforço do tipo geotêxtil tecido.
- Comparações de laboratório e campo indicaram certa ressalva com o uso de ensaios convencionais de fluência isolado do solo em laboratório para consideração em projetos, houve congruência, em alguns casos, dos valores de tendência a deformação temporal (coeficiente do termo logaritmo da curva ajustada que expressa tendência a deformação ao longo do tempo), observados ora em campo ora em laboratório, para o mesmo tipo de reforço. Porém, os valores superiores indicados pelo laboratório,

indicam que não é adequado a direta consideração de ensaios convencionais de fluência de laboratório nas premissas de dimensionamento, uma vez que os reforços em laboratório apresentaram deformação maior do que em campo (este comportamento era esperado, em campo, o reforço enfrenta outras situações que afetam o comportamento, a título de exemplo destas situações, o confinamento ao solo).

- Sobre deformações ao longo do tempo que não se mostraram estabilizadas, em alguns casos, no último monitoramento (10.944 h) houve aumento das deformações, sendo assim, ressalta-se as seguintes análises: (1) a fluência do reforço gera deformações no solo, este tem suas condições alteradas e muda a carga no reforço; (2) há uma transferência de carga entre reforços de camadas adjacentes, redistribuindo cargas, ocasionando uma não linearidade de comportamento; (3) variações sazonais de temperatura podem afetar os resultados do monitoramento, inclusive em laboratório, quando o ambiente é insuficientemente controlado.
- O suposto conservadorismo de Becker & Nunes (2015), Costa *et al.* (2016), França & Bueno (2013), McGown (1982), Helmany (1999), Liu (2009), Wu (1992), onde o solo induziu restrição a movimentação do reforço, levando a menores taxas de fluência, evidenciando um conservadorismo de campo, não foi evidenciado, claramente, nesta pesquisa. No entanto, sugere-se maior estudo deste aspecto, onde fluência maiores de solo podem (ou não) levar a indução (ou restrição) de deformações temporais.
- De modo geral, se a deformação no geossintético é pouca, de modo que a ruptura do solo não se desenvolva, a fluência (deformação temporal, no caso de campo) é baixa, entretanto, se a deformação devido a tensão aplicada (devido coluna de solo / inclinação / diagrama de tensões) é alta, de modo que a deformação no geossintético é alta, as taxas de deformação ao longo do tempo também são altas (COSTA 2006; ALLEN & BARTHURST 2002). Este aspecto não foi claramente observado pelos dados obtidos neste trabalho, as somas das fluências, ao longo das elevações de cada seção, geram valores muito próximos. E, nota-se que, elas são o inverso da deformação inicial (para maiores somas de “a”,

menores somas de “b”). Este fato pode ser indício de quanto maior a deformação inicial (possivelmente devido a esforços de compactação), maior se dá o confinamento do solo (estado de tensões induzido) gerando menor comportamento de fluência. Logo, o solo, em condições de altas tensões induzidas pode ser responsável por reduzir a tendência a fluência do reforço em campo. Supostamente, o reportado por Allen & Barthurst (2002) e Costa (2004) serve para casos de deformações da deformação de ruptura do solo, que ocasiona sobrecarregamento no reforço, levando a maiores deformações neste.

- Barthurst *et al.* (2008) indica que as deformações devem se apresentar de forma trapezoidal ao longo da altura do muro, sendo as maiores deformações situadas na região central da estrutura. O método de Ehrlich & Mitchell (1994) indica que as deformações apresentam uma distribuição triangular, sendo as maiores deformações situadas no pé do muro e menores na região central, inversa à previsão do método de Barthurst *et al.* (2008). Pelos dados do monitoramento de campo, o comportamento do muro estudado é mais condizente com a proposta de Barthurst *et al.* (2008), onde os extremos apresentaram maiores taxas de deformação.
- A deformação média dentre os pontos de extensômetros monitorados, apresenta uma adequada suposição para a deformação máxima do trecho monitorado. Ao usar para as análises de fluência as deformações máximas entre cada trecho médio de dois pontos medidos, as análises foram em torno das deformações máximas de fluência de cada elevação.
- Adicionalmente, pode se considerar o método da deformação média um valor deformação com integridade, pelas análises realizadas com os dados oriundos da condição de campo em comparações de comportamento de fluência, e além da congruência dos resultados observados esse método advém do direto cálculo de variação de comprimento dos pontos englobados na captação dos dados pela instrumentação proposta, conforme acima mencionado.

No tocante ao comportamento das velocidades de deformação da estrutura estudada, a partir de leitura da instrumentação do muro, pode-se concluir sobre a tendência para estabilidade da estrutura estudada.

- Pelas curvas *Sherby-Dorn* pode-se notar que com rápidas análises pode-se concluir diversos aspectos. Curvas lineares para baixo, indicam fluência primária ocorrendo, e estabilização pode ocorrer. Curvas côncavas para cima indicam a fluência secundária ou terciária, podendo levar o material a instabilidade. O quão mais perto as curvas são da parte inferior e a esquerda, melhor é o seu desempenho quanto a fluência e, o inverso, para as curvas a cima e a direita. Alguns saltos observados nos gráficos *Sherby-Dorn* desta pesquisa, geram interpretações enganosas que podem ser desconsideradas. Caso haja saltos nos gráficos, muito provavelmente, estes acontecem por conta de curtos períodos entre monitoramentos e limitações dos mecanismos de leitura de monitoramento. Estas curvas necessitam de longos períodos de tempos para serem significativas.
- As curvas do tipo *Sherby-Dorn*, de modo geral, apresentaram os reforços com baixas velocidades de deformações temporais, e a análise da evolução das taxas de velocidades de deformação em cada deformação (pela concavidade da curva que se ajusta aos pontos *Sherby-Dorn*) indicou que os reforços estão estabilizados na fase de fluência primária. Pelos mesmos resultados não há, claramente, nenhuma linha instrumentada de reforço indicando a fase terciária, que leva a ruptura. O muro estudado apresentou-se com baixa solicitação no reforço e com baixas deformações temporais, assim, concordou com a literatura que relata, de forma geral, que reforço pouco solicitado enfrenta pouca a imperceptível deformação ao longo do tempo.

A continuidade desta pesquisa se daria através de algumas lacunas que este trabalho deixou sobre certos aspectos, tais como: análises com outros tipos de ensaios de fluência utilizados, seja em polímeros ou solo, ainda sugere-se maior estudo deste aspecto, onde fluência maiores de solo podem (ou não) levar a indução (ou restrição) de deformações temporais; ensaios em diferentes níveis de solicitações; continuação do monitoramento de campo, clareando análises temporais; e elaboração de modelagem numérica da obra de referência.

## ***REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS***

ABRAMENTO, M. Geossintéticos em estruturas de contenção e taludes íngremes. In.: I CURSO SOBRE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS EM GEOTECNIA E MEIO AMBIENTE. Instituto de Engenharia, São Paulo. 1998.

AUGUSTESEN, A.; LIINGAARD, M.; LADE, P. V. Evaluation of Time-Dependent Behavior of Soils. **International Journal of Geomechanics**, Vol. 4, No. 3, 2004.

Allen, T.M.; Christopher, B.R.; Holtz, R.D. Performance of a 12.6 m High Geotextile Wall in Seattle, Washington. INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOSYNTHETIC-REINFORCED SOIL RETAINING WALLS, Denver, Colorado, USA, **Proceedings...**, pp. 81-100, 1992.

ALLEN, T. M.; BATHURST, R.J. Observed Long-Term Performance of Geosynthetic Walls and Implications for Design. **Geosynthetics International**, Vol. 9, Nos. 5-6, pp. 567-606, 2002.

Allen, T.M.; Bathurst, R.J. Prediction of reinforcement loads in reinforced soil walls. WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, Report WA-RD 522.2, 2003.

ALLEN, T. M.; HOLTZ, R. D. Design of retaining walls reinforced with geosynthetics. In: GEOTECHNICAL ENGINEERING CONGRESS. p. 970-987

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12824**: Geotêxteis - Determinação da resistência à tração não-confinada - Ensaio de tração de faixa larga - Método de ensaio. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15226**: Geossintéticos - Determinação do comportamento em deformação e na ruptura, por fluência sob tração não confinada. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9286**: Terra Armada. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo: Determinação do limite de plasticidade, ABNT, Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo: Análise Granulométrica, ABNT, Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7183**: Determinação do limite e relação de contração dos solos, ABNT, Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12004**: Solos – determinação do índice de vazios máximo de solos não-coesivos. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo: Determinação do limite de liquidez, ABNT, Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12051**: Solos – determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos. Rio de Janeiro, 1991-b.

AZEVEDO, R. F.; ZORNBERG, J. G.; NOGUEIRA, C. L. Utilização dos elementos finitos no cálculo de estruturas de solos reforçados. In: SEMINÁRIO SOBRE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS EM GEOTECNIA, Brasília, 1992.

AVESANI, F. P. B.; VILAR, O. M.; FRANÇA, F. A. N. Efeito da Temperatura e Confinamento nos Ensaios de Fluência em Geossintéticos, In.: COBRAMSEG, 2014.

AVESANI NETO, J. O.; HAYASHIDA, E. M. Avaliação de Instrumentação de Muro Reforçado com Geossintéticos. COBRAE, Rio de Janeiro, 2013.

BATHURST, R. J.; WALTERS, D.; VLACHOPOULOS, N., BURGESS, P.; Recent Full Scale Testing of Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Walls. In.: GEOSSINTÉTICOS'99 – 1º SIMPÓSIO SUL-AMERICANO DE GEOSSINTÉTICOS – 3º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE GEOSSINTÉTICOS. **Proceedings**.v.2, pp. 21-35, Rio de Janeiro, 1999.

BECKER, L. D. B.; NUNES, A. L. L. S. Influence of soil confinement on the creep behavior of geotextiles, **Geotextiles and Geomembranes**, 43 (4), 351-358, 2015.

BERG, R. R.; BONAPARTE, R. Long-term allowable tensile stresses for polyethylene geomembranes. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 12, n. 4, p. 287-306, 1993.

BENJAMIM, C. V. S. **Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil**. 2006. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

BENJAMIM C. V. S.; BUENO B. S.; ZORNBERG., J. G. Comparison Between Field Monitoring and Numerical Results of a Woven Geotextile-Reinforced Soil Retaining Wall. In.: 16TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, **Proceedings**. pp. 1323-1326, Osaka, Japão, 2005.

BENJAMIM, C. V. S.; BUENO, B. S.; ZORNBERG, J. G. Field monitoring evaluation of geotextile-reinforced soil-retaining walls, **Geosynthetics International**, v. 14, n. 2, p. 100-119, 2007.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS 8006. Code of practice for strengthend/Reinforced soils and other fill. British Standards Institution, 1995.

BRUGGER, P. J.; SILVA, A. E. F. Análise do Comportamento de Muro de Contenção Portante em Solo Reforçado a partir de Monitoramento de Campo. In.: COBRAMSEG, 2014.

CARVALHO, P. A. S.; PEDROSA, J. A. B. A.; WOLLE, C. M. Aterro reforçado com geotêxtil – uma opção alternativa para a engenharia geotécnica. In.: COBRAMSEG, Porto Alegre, p. 169-178, 1985.

CALLISTER, W. D.; RETHWISCH, D. G. **Materials science and engineering: an introduction**, 8th ed. 2013.

CAZZUFFI, D.; GHINELLI, A.; SACCHETTI, M.; VILLA, C. European experimental approach to the tensile creep behavior of high-strength geosynthetics. In.: GEOSYNTHETICS 97. **Proceedings**. California. v.1, p.253-266, 1997.

COSTA, C. M. L. **Fluência dos Geotêxteis**. 1999. Tese (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

COSTA, C.M.L. **Deformações dependentes do tempo em muros de solo reforçado com geotêxteis**. 2004. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

COSTA, C. M. L.; ZORNBERG, J. G.; BUENO, B. S.; COSTA, Y. D. J. Centrifuge evaluation of time-dependent behaviour of geotextile-reinforced soil walls. **Geotextiles and Geomembranes**, 44 (2), 188-200, 2016.

DANTAS, B. T. **Método de Análise de Taludes Reforçados sob Condições de Trabalho**. 1998. Dissertação (Mestrado) - Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 256: Solos compactados com equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão. Rio de Janeiro, 1994. 06p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 258: Solos compactados com equipamento miniatura – Mini-MCV. Rio de Janeiro, 1994. 14p.

DEN HOEDT, G. Creep and relaxation of geotextile fabrics. **Geotextiles and Geomembranes**. 4 (2), 83-92, 1986.

EHRlich, M.; BECKER, L. **Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução**. Oficina de Textos, 2009

EHRlich, M.; MIRMORADI, S. H.; SARAMAGO, R. P. Evaluation of the effect of compaction on the behavior of geosynthetic-reinforced soil walls. **Geotextiles Geomembranes** 34, 108–115, 2015.

EHRlich, M.; MITCHELL, J. K. Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls. **Journal of Geotechnical Engineering**, v.120, n. 4, 1994.

ELIAS, V.; YUAN, Z.; SWAN JR. R. W. Development of Protocols for Confined Extension/Creep Testing of Geosynthetics for Highway Applications. FHWA-RD-97-143, McLean, VA, USA, 1998.

ELIAS, V. *et al.* Corrosion/Degradation of soil Reinforcements for Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes. Publication n. FHWA-NHI-00-044, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, Washington, DC, 94pp, 2001.

FANNIN, R. J. Long-Term Variations of Force and Strain in a Steep Geogrid-Reinforced Soil Slope. **Geosynthetics International**, v.8, n.1, p.81-96, 2001.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Reinforced Soil Structures Volume I. Design and Construction Guidelines, 1998

FRANÇA, F. A. N. **Novo equipamento para realização de ensaios confinados e acelerados de fluência em geossintéticos**. 2011. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

FRANÇA, F. A. N.; AVESANI, B. M.; BUENO, B. S.; ZORNBERG, J. G. Tensile and creep behaviour of geosynthetics using confined-accelerated tests. In: YOUNG GEOTECHNICAL ENGINEERS CONFERENCE. **Proceedings of the 5th international**, 2013.

GUSTAFSSON, P; TIAN, T. **Numerical study of different creep models used for soft soils**. 2011, (Master's thesis), Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden, 2011.

HELWANY, S. M. B.; SHIH, S. Creep and stress relaxation of geotextile-reinforced soils. **Geosynthetics International**, v. 5, n. 4, p. 425-434, 1998.

HO, S. K.; ROWE, R. K. **Effect of Wall Geometry on the Behaviour of Reinforced Soil Walls**, Tese (Doutorado), University of Western Ontario, London, 1998.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISSO 13431**: Geotextile and geostestile related products – Determination of tensile creep and creep rupture behaviour. Switzerland, 1998.

JEWELL, R. A. “**Soil Reinforcement with Geotextiles**”. CONSTRUCTION INDUSTRY RESEARCH AND INFORMATION (CIRIA), Special Publication 123. 1996.

JONES, C. J. F. P.; ASAN, C. A. **Discussions on Geosynthetic-Reinforced Retaining Walls**. 1992. Ed. by Wu, J.T.H, Balkema, Rotterdam, 1992.

JONES, C. J. F. P. Geosynthetic in reinforced structures. In: II EUROPEAN GEOSYNTHETICS CONFERENCE. **Proceeding**.2000.

KARIM, M. R.; GNANENDRAN, C. T.; LO, SC R. Effect of geosynthetic reinforcement creep on the long term performance of an embankment. In: GEOCONGRESS. p. 1330-1339, 2012.

KAZIMIEROWICZ-FRANKOWSKA, K. Creep properties of geosynthetics during increasing loading and after partial unloading. In.: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, **Proceedings**. p. 1605-1608, 2006.

- KNIGHT, M.A.; VALSANGKAR, A.J. Instrumentation and performance of tilt-up panel wall. In.: **GEOSYNTHETICS 93, Proceedings**, pp. 123–136, 1993.
- KUHN, M. R.; MITCHELL, J. K. Modelling of soil creep with the discrete element method. **Engineering Computations**, v. 9, n. 2, p. 277-287, 1992.
- KOERNER, R. M. **Designing with geosynthetics**, Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice Hall, 6a Ed, 2012.
- KONGKITKUL, W. *et al.* Time histories of tensile force in geogrid arranged in two full-scale high walls. **Geosynthetics International**, v. 17, n. 1, p. 12-32, 2010.
- LESHCHINSKY, D; IMAMOGLU, B; MEEHAN, C. L. Exhumed geogrid-reinforced retaining wall. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 136, n. 10, p. 1311-1323, 2010
- LESHCHINSKY, D.; DECHASAKULSOM, M.; KALIAKIN V. N.; LING, H.I., Creep and Stress Relaxation of Geogrids. **Geosynthetics International**, Vol. 4, No. 5, 1997.
- LING, H. I.; WU, J. T. H.; TATSUOKA, F. Short-term strength deformation characteristics of geotextiles under typical operation conditions. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 11, n. 2, p. 185-219. 1992.
- LIU, H. Long-term lateral displacement of geosynthetic-reinforced soil segmental retaining walls. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 32, p. 18-27, 2012
- LIU, H.; WANG; X.; SONG, E. Long-term behavior of GRS retaining walls with marginal backfill soils. **Geotextiles and Geomembranes** 27.4: 295-307, 2009.
- RICCIO, M.; EHRlich M.; DIAS, D. Field monitoring and analyses of the response of a block-faced geogrid wall using fine-grained tropical soils. **Geotextiles and Geomembranes** 42, 127-138, 2014.
- MARCELINO, J. **Modelação do colapso e da fluência em aterros**. 1996. Tese (Doutorado) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Lisboa, 1996.
- McGOWN, A.; ANDRAWES, K. Z.; KABIR, M. H. Load-extension testing of geotextiles confined in soil. In.: **INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES, 2ND PROCEEDINGS**. LAS VEGAS, v. 3, p. 793-798, 1982.
- MITCHEL, J. K.; VILLET, W. C. B. Reinforcement of earth slopes and embankments. **National Cooperative Highway Research Program**, n. 290, 1987.
- MITCHELL, J. K.; CAMPANELLA, R. G.; SINGH, A. Soil creep as a rate process, **Journal of Soil Mechanics & Foundations Div**, Vol 94, NO SM 1, PP 231-253, 1968.
- MIYATA, Y.; BATHURST, R. J. Development of the K-stiffness method for geosynthetic reinforced soil walls constructed with c-φ soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 44, n. 12, p. 1391-1416, 2007.
- NATIONAL CONCRETE MEASONRY ASSOCIATION. NCMA 1998. Segmental retaining wall-seismic design manual, 1. e., Barthurst (Editor), Herndon, Virginia, EUA.
- PALMEIRA, E. M. **Solo Reforçado – Manual Técnico Huesker**. São José dos Campos, Brasil, 1999.
- PALMEIRA, ENNIO M., JANAINA TATTO. Behaviour of geotextile filters in armoured slopes subjected to the action of waves. **Geotextiles and Geomembranes**, 43.1: 46-55, 2015.
- PARKIN, A. K. Creep of rockfill. In.: **ADVANCES IN ROCKFILL STRUCTURES. Proceedings**. Springer, Dordrecht. p. 221-237, 1991.
- PEDROSO, E. O. **Estruturas de contenção reforçadas com geossintéticos**. 2000. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

PEREIRA, V. R. G. **Influência da pressão da água intersticial na resistência ao arrancamento de geogrelha em solo coesivo**. 2010 Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

PORTELINHA, F. H. M. **Avaliação experimental da influência do avanço do umedecimento no comportamento de muros de solos finos reforçados com geotêxteis não tecidos**. 2012. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

PORTELINHA, F. H. M.; BUENO, B. S.; ZORNBERG, J. G. Performance of nonwoven geotextile-reinforced walls under wetting conditions: laboratory and field investigations. **Geosynthetics International**, v. 20, n. 2, p. 90-104, 2013.

PORTELINHA, F. H. M.; ZORNBERG, J. G.; PIMENTEL, V. Field performance of retaining walls reinforced with woven and nonwoven geotextiles. **Geosynthetics International**, 21, No. 4, p. 270–284, 2014.

PORTELINHA, F. H. M.; ZORNBERG, J. G. Effect of infiltration on the performance of an unsaturated geotextile-reinforced soil wall. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 45, n. 3, p. 211-226, 2017.

PLÁCIDO, R. R. **Análises de campo e laboratório do comportamento ao longo do tempo de muros de solos tropicais finos reforçados com geossintéticos**. 2016. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.

PLÁCIDO, R.; PORTELINHA, F. H. M.; FUTAI, M. M. Field and laboratory time-dependent behaviors of geotextiles in reinforced soil walls. **Geosynthetics International**, v. 25, n. 2, p. 215-229, 2018.

RIBEIRO, T. S. M. T.; JUNIOR, M. C. V.; PIRES, J. V. Comportamento do aterro de solo reforçado do Belvedere. In.: IX CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DA ENGENHARIA. **Proceedings**. São Pedro, SP, 1999, 16p.

SAGHEBFAR, M.; ABU-FARSAKH; M.; ARDAH; A.; CHEN; Q.; FERNANDEZ B. A., Performance monitoring of Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System (GRS-IBS) in Louisiana, **Geotextiles and Geomembranes**, 45, 34-47, 2017.

SANTOS, E. C. G. **Avaliação experimental de muros reforçados executados com resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) e solo fino**. 2011. Tese (Doutorado) – Universidade de Brasília, Brasília, 2011.

SANTOS, E. C. G.; PALMEIRA, E. M.; BATHURST, R. J. Performance of two geosynthetic reinforced walls with recycled construction waste backfill and constructed on collapsible ground. **Geosynthetics International**, v. 21, n. 4, p. 256-269, 2014.

SAWICKI, M. S. A., “**Mechanics of reinforced soil**”, A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, Netherlands, 2000.

SEGRESTIN, P.; FREITAG, N. Opinions about creep rupture in soil reinforcement design. In.: 8th INTERNATIONAL GEOSYNTHETICS CONFERENCE, **Proceedings**. Yokohama, p. 1595-1598, 2006.

SIDDIQUEE, M. S. A.; NOGUCHI T.; HIRAWAKA D. Computational simulation of time-dependent behavior of soil-structure interaction by using a novel creep model: Application to a geosynthetic-reinforced soil physical model. **Computers and Geotechnics**, 66, 180-188, 2015.

SINGH, A.; MITCHELL, J K. General stress-strain-time function for soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, Vol. 94, Issue 1, Pg. 21-46, 1968.

SUKMAK, K.; HAN, J.; SUKMAK, P. E HORPIBULSUK, S. Numerical parametric study on behavior of bearing reinforcement earth walls with different backfill material properties. **Geosynthetics International**, 23, No. 6, 435–451, 2016.

SUN MING-QIAN; QING, W.; YUN-KAI, R.; JIA-QI, D.; GUANG-PING, X.; XIN-CHUAN. X. 2015. A Research Study on the Consolidation and Creep Structural Model. **International Journal of Simulation - Systems, Science & Technology**. Vol. 16 Issue 2B, p4.1-4.8. 8p, 2015.

TANG, C. S. *et al.* Desiccation cracking behavior of polypropylene fiber – reinforced clayey soil. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 49, n. 9, p. 1088-1101, 2012.

VERTEMATTI, J. C., (2004). **Manual Brasileiro de Geossintéticos**, ABINT Editora Edgard Bluncher.

YANG, G.; LIU, H.; ZHOU, Y.; XIONG, B. Post-construction performance of a two-tiered geogrid reinforced soil wall backfilled with soil-rock mixture. **Geotextiles and Geomembranes**, 42, 91-97, 2014.

WALTERS, D.L.; ALLEN, T.M.; BATHURST, R.J. Conversion of Geosynthetic Strain to Load using Reinforcement Stiffness. **Geosynthetics International**, Vol. 9, 2002.

Wayne, M.; Bright, D.; Berg, R. R.; Fishman, K. Tanque Verde retaining wall structure: revised after 11 years. **Geotextiles and Geomembranes**, 15: 223-233, 1997.

WU, J. T. H. Geosynthetic-reinforced soil retaining walls. In.: INTERNATIONAL SYMPOSIUM GEOSYNTHETIC-REINFORCED SOIL RETAINING WALLS. **Proceedings**. Rotterdam, A. A. Balkema, 1992.

WU, C. S.; HONG, Y. S. Creep behavior of geotextile under confining stress. In.: GEOTEXTILES, GEOMEMBRANES AND RELATED PRODUCTS, 5th. **Proceedings**. Singapore. v.3, 1994, p. 1135-1138, 1994.

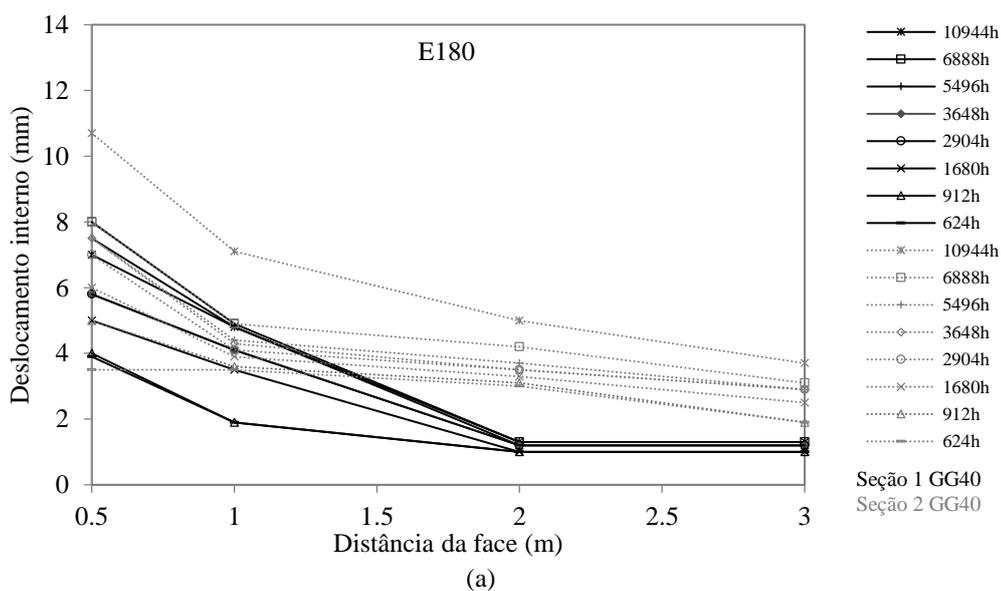
ZORNBERG, J. G.; ARRIAGA F. Strain distribution within geosynthetic-reinforced slopes. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 129.1, 2003.

# ANEXOS

## Deslocamentos ao longo do comprimento do reforço

Para melhor se observar os dados obtidos do monitoramento, foram exibidos os deslocamentos ao longo do comprimento do reforço, plotadas nas Figuras 60 e 61. Nelas estão, em cada tempo, no eixo das ordenadas, os deslocamentos internos monitorados e no eixo das abscissas, o local ao longo do comprimento do reforço, através da medida do extensômetro mecânico posicionado nesta posição em campo.

Os tempos de cada visita a obra monitorada são de 624 h até as 10944 h (tempo corrido desde o início da obra, sendo 624 h o início do monitoramento). E o monitoramento realizado foi do período construtivo (624 h até as 1680 h) e do após construção (1.680 h até 10.944 h).



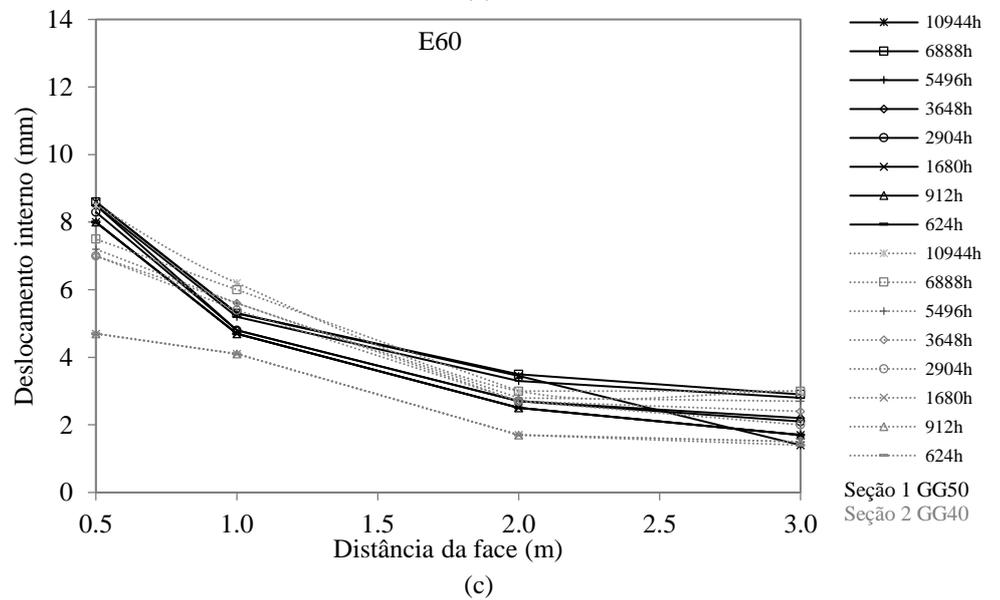
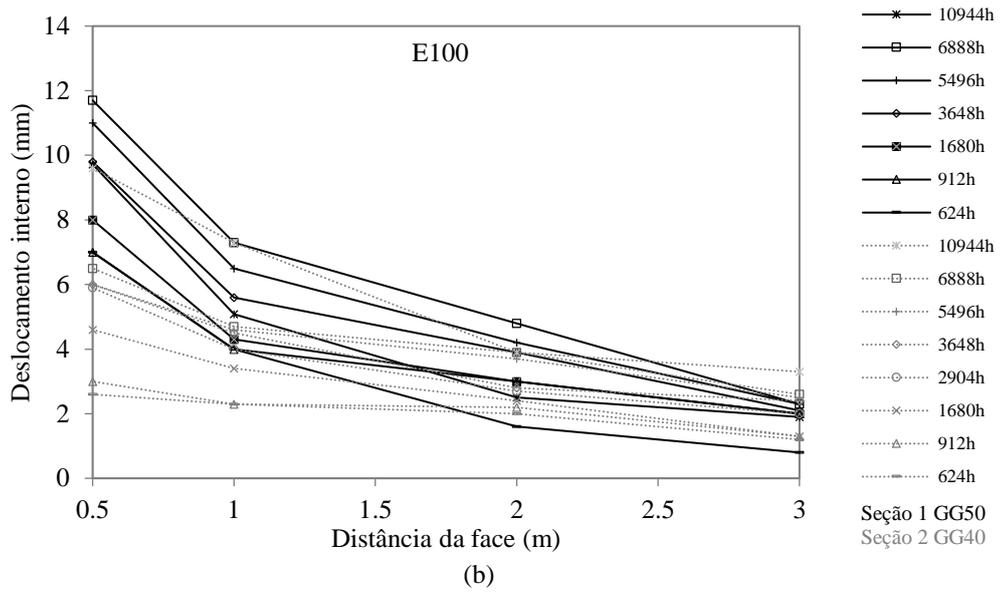
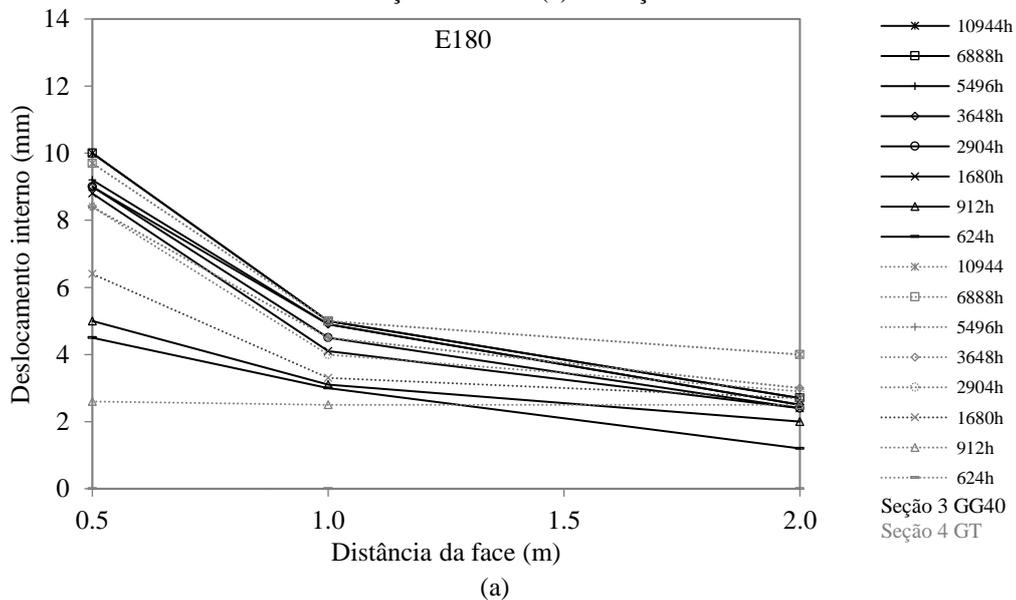


Figura 60: Deslocamentos em cada tempo x Distância da face - Seções 1 e 2: (a) Elevação 180 cm, (b) Elevação 100 cm e (c) Elevação 60 cm.



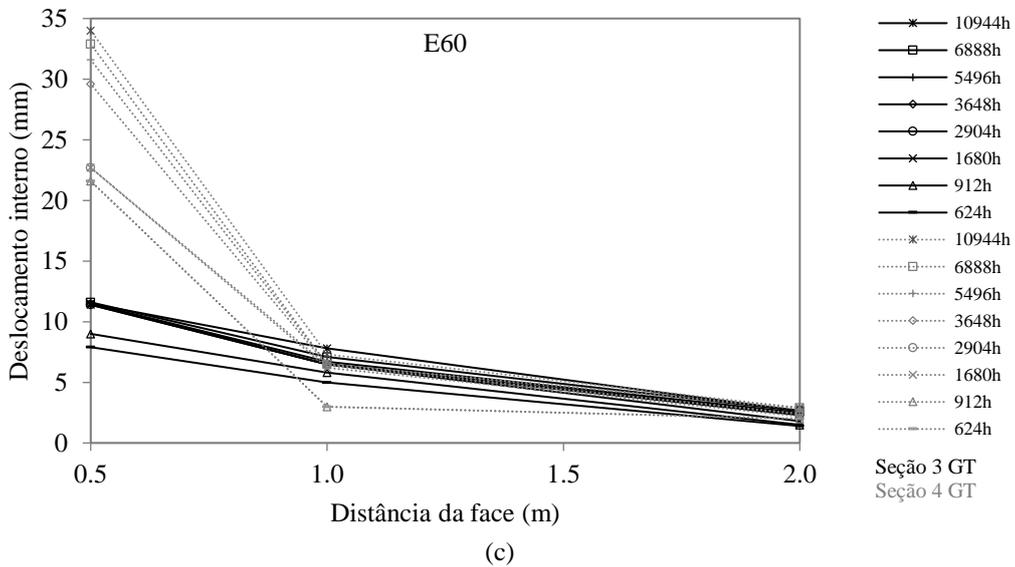
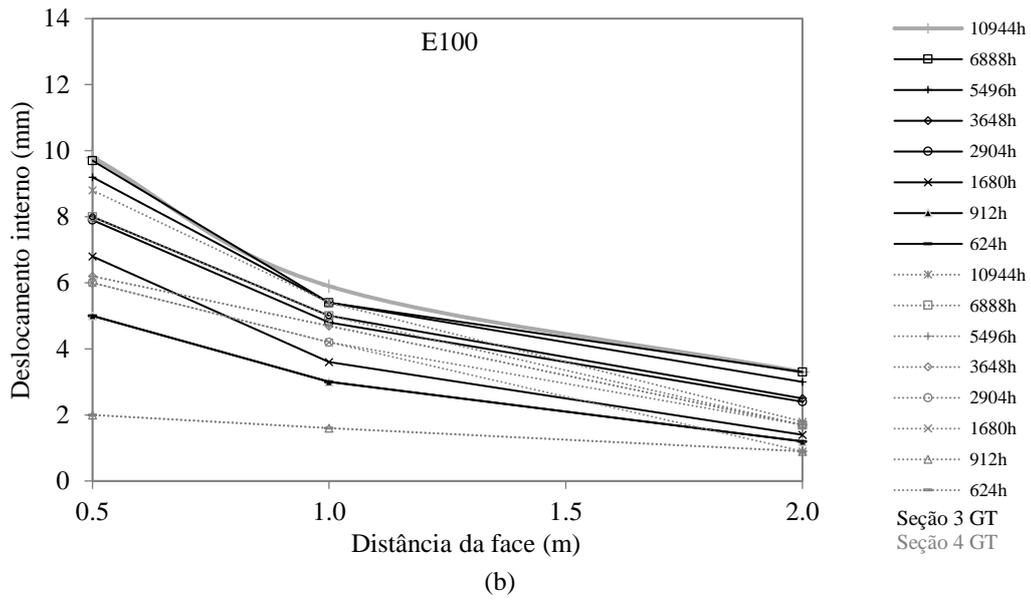


Figura 61: Deslocamentos em cada tempo x Distância da face - Seções 3 e 4: (a) Elevação 180 cm, (b) Elevação 100 cm e (c) Elevação 60 cm.