



MODELAGEM FÍSICA DE ATERROS ESTRUTURADOS: ANÁLISE DO EFEITO
DA COMPACTAÇÃO E DO USO DE DUAS CAMADAS DE REFORÇO

Rodrigo Costa de Jesus

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Mauricio Ehrlich

Rio de Janeiro

Julho de 2020

MODELAGEM FÍSICA DE ATERROS ESTRUTURADOS: ANÁLISE DO EFEITO
DA COMPACTAÇÃO E DO USO DE DUAS CAMADAS DE REFORÇO

Rodrigo Costa de Jesus

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Orientador: Mauricio Ehrlich

Aprovada por: Prof. Mauricio Ehrlich

Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida

Prof. Diego de Freitas Fagundes

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JULHO DE 2020

Jesus, Rodrigo Costa de

Modelagem Física de Aterros Estruturados: Análise do Efeito da Compactação e do Uso de Duas Camadas de Reforço / Rodrigo Costa de Jesus. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2020.

XV, 132 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Mauricio Ehrlich

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2020.

Referências Bibliográficas: p. 118-121.

1. Modelagem física. 2. Compactação. 3. Geossintético. I. Ehrlich, Mauricio. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

DEDICATÓRIA

À minha família e aos meus amigos de longa data.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer aos meus familiares, em especial aos meus pais e irmãos, por sempre me apoiarem nas tomadas de decisão e me incentivarem a dar sempre o meu melhor. Também os agradeço por terem me dado todo o suporte necessário para me dedicar exclusivamente ao mestrado.

Agradeço ao meu orientador Mauricio Ehrlich e aos colegas José Otávio Eleutério e Cid Dieguez, por toda a experiência que me foi transmitida, sendo essenciais no desenvolvimento da minha pesquisa e dos meus ensaios no modelo físico. Agradeço também aos alunos de iniciação científica, Danilo, Henrique e Sérgio, e ao técnico, Fabiano, pelo suporte na execução dos ensaios. Agradeço também aos professores Anna Laura Nunes, Fernando Danziger, Francisco Lopes, Francisco Thiago Aragão, Ian Martins, Leonardo Becker, Márcio Almeida e Willy Lacerda por todo o conhecimento transmitido.

Agradeço aos amigos mestrandos e doutorandos em geotecnia que conheci na COPPE/UFRJ. Amigos esses que contribuíram em momentos de estudo e de descontração, incluindo o Arthur Veiga, o Cauê Rosa, a Fernanda Wamser, a Larissa Montagner, o Lucas Vieira, o Luciano Souza, a Luisa Macedo, o Luiz Augusto Florêncio, o Marco Antonio Conte, a Mirella Dalvi, a Naiala Fidelis, o Renan Andrade, o Rodrigo Schlosser, a Thatyane Martins e o Thiago Oliveira. Agradeço também ao corpo técnico e administrativo do Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, em especial a Alice, o Serginho, a Andrea, o Kleiton, o Robson e o Edgar.

Gostaria de agradecer também aos amigos que vêm acompanhando a minha trajetória, vibrando a cada vitória minha. Amigos esses que me deram suporte em momentos cruciais, através de conversas descontraídas, me ajudando a lidar com todos os obstáculos de uma forma mais leve. Amigos que o CEFET/RJ me deu, Adriana, Angelo, Beatriz, Caroline, Karina, Karline, Lais, Ricardo e Thais, e os amigos da Engenharia Civil da UFRJ, Ana Beatriz, Beatriz, Bruno, Caroline, Felipe, Jessica, Juliana, Henrique, Karine, Monique e Renan. Entre eles, destaco Bruno Freijanes, Adriana Lopes, Karline Araújo, Thais Portilho e Beatriz Gomes, que estiveram presentes em todos os momentos.

Por fim, agradeço à CAPES pelo apoio financeiro para o desenvolvimento da presente pesquisa e as empresas Huesker Ltda. e Geomaks Ltda.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

MODELAGEM FÍSICA DE ATERROS ESTRUTURADOS: ANÁLISE DO EFEITO DA COMPACTAÇÃO E DO USO DE DUAS CAMADAS DE REFORÇO

Rodrigo Costa de Jesus

Julho/2020

Orientador: Mauricio Ehrlich

Programa: Engenharia Civil

Aterros estruturados reforçados com geossintético são amplamente utilizados como solução geotécnica para a construção sobre solos de baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade, como os solos moles. Nessa técnica as solicitações do carregamento do aterro e de cargas externas são transferidas para as estacas através do fenômeno do arqueamento e do efeito membrana. A partir de modelagem física, foram realizadas quatro configurações de aterros estruturados, em grande escala, alterando-se o número de camadas de geossintético e o tipo de compactação aplicada no aterro. Tais ensaios foram realizados sob condições bidimensionais, o adensamento do solo mole foi representado pelo rebaixamento de uma plataforma móvel e uma série de instrumentos foram instalados no modelo para monitoramento das solicitações. A pesquisa teve por objetivo aprimorar o entendimento do fenômeno do arqueamento e do efeito membrana em aterros estruturados reforçados com geossintético. Buscou-se, também, compreender a influência da compactação e da variação no número de camadas de reforço na performance da estrutura. Os resultados foram cotejados com os obtidos em estudos prévios e valores determinados utilizando métodos de dimensionamento encontrados na literatura (HEWLETT e RANDOLPH 1988, EHRLICH 2001, ZAESKE 2001 e VAN EEKELEN 2015).

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

PHYSICAL MODELLING OF PILE-SUPPORTED EMBANKMENTS: ANALYSIS OF SOIL COMPACTION AND THE USE OF TWO-LAYER REINFORCEMENT

Rodrigo Costa de Jesus

July/2020

Advisor: Mauricio Ehrlich

Department: Civil Engineering

Geosynthetic-reinforced pile-supported embankments are widely used as a geotechnical solution for construction over soils with high compressibility and low bearing capacity, such as soft soils. In this technique, most of the embankment loads and surcharges are transferred to the piles through soil arching and membrane effect. Using large-scale physical modelling, four pile-supported embankments arrangements were performed, varying the number of reinforcement layers and the types of applied soil compaction. These tests were performed under two-dimensional conditions, the subsoil settlement was simulated by lowering a trapdoor and numerous instruments were installed in the model to monitor the transference of load between the soil, the pile caps and the reinforcements. This study aimed to develop a better understanding of soil arching and membrane effect in pile-supported embankments. Additionally, the effects of the soil compaction and the use of two-layer reinforcement, instead of one, were duly analyzed. The results were compared to previous studies and design methods suggested in the literature (HEWLETT and RANDOLPH 1988, EHRLICH 2001, ZAESKE 2001 and VAN EEKELEN 2015).

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Relevância e justificativa da pesquisa	1
1.2. Objetivos.....	2
1.3. Metodologia.....	3
1.4. Estrutura dos capítulos.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1. Histórico de aterros estruturados no brasil	7
2.2. Arqueamento do solo	8
2.2.1. Estruturas de arqueamento e altura crítica do aterro	10
2.3. Geossintéticos e o efeito membrana	12
2.4. Compactação do solo	13
2.5. O uso de múltiplas camadas de reforço	18
2.6. Modelagem física em aterros estruturados	21
2.7. Métodos de dimensionamento	23
2.7.1. BS8006 (2010) E O MÉTODO DE HEWLETT e RANDOLPH (1988). 25	
2.7.2. EBGEO (2011) E O MÉTODO DE ZAESKE (2001)	28
2.7.3. CUR 226 (2015) E O MÉTODO DE VAN EEKELEN (2013)	32
2.7.4. MÉTODO DE EHRLICH (2001).....	40
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	45
3.1. Modelo físico do aterro estruturado.....	45
3.2. Instrumentação.....	50
3.2.1. Medidores de deslocamento da plataforma	53
3.2.2. Células de carga das correntes da plataforma.....	53
3.2.3. Células de carga dos macacos hidráulicos.....	54
3.2.4. Células de pressão total instaladas nos capitéis.....	55
3.2.5. Medidores de deformação do reforço	57
3.2.6. Medidores de deslocamento vertical	58
3.2.7. Transdutor de pressão do conjunto de bolsas de ar	59

3.3.	Material do aterro.....	60
3.4.	Reforço geossintético.....	61
3.5.	Procedimento executivo dos ensaios	63
3.6.	Programação de ensaios.....	68
4.	ATERROS ESTRUTURADOS COM UMA CAMADA DE REFORÇO	71
4.1.	Aterro estruturado com uma camada de reforço e compactação leve	71
4.1.1.	Tensões totais sobre os capitéis	71
4.1.2.	Eficiência do arqueamento	73
4.1.3.	Tração no reforço geossintético.....	75
4.1.4.	Recalque diferencial na superfície.....	77
4.1.5.	Deflexão do reforço geossintético	78
4.2.	Aterro estruturado com uma camada de reforço e compactação pesada	79
4.2.1.	Tensão total sobre os capitéis	79
4.2.2.	Eficiência do arqueamento	81
4.2.3.	Tração no reforço geossintético.....	82
4.2.4.	Recalque diferencial na superfície.....	84
4.2.5.	Deflexão do reforço geossintético	86
4.3.	A influência da compactação e estudos prévios	86
4.4.	Comparação entre modelagem física e métodos analíticos	89
4.4.1.	Tração e deflexão do reforço ao término do rebaixamento.....	89
4.4.2.	Tração e deflexão do reforço durante aplicação da sobrecarga.....	90
5.	ATERROS ESTRUTURADOS COM DUAS CAMADAS DE REFORÇO.....	95
5.1.	Aterro estruturado com duas camadas de reforço com rigidez 773 kN/m.....	95
5.1.1.	Tensões totais sobre os capitéis	96
5.1.2.	Eficiência do arqueamento	97
5.1.3.	Tração no reforço geossintético.....	98
5.1.4.	Recalque na superfície.....	100
5.1.5.	Deflexão do reforço geossintético	101

5.2.	Aterro estruturado com duas camadas de reforço de rigidez 1.475 kN/m.....	102
5.2.1.	Tensão no capitel	102
5.2.2.	Eficiência do arqueamento	103
5.2.3.	Tração no reforço geossintético.....	104
5.2.4.	Recalque na superfície.....	106
5.2.5.	Deflexão do reforço geossintético	107
5.3.	Comparação entre aterros estruturados com duas camadas de reforço.....	107
5.4.	Comparação com estudos prévios.....	110
6.	CONCLUSÕES	112
6.1.	A influência da compactação	113
6.2.	A influência do uso de duas camadas de reforço	114
6.3.	Avaliação dos métodos analíticos.....	115
6.4.	Pesquisas futuras.....	116
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	118
	ANEXO A – CURVAS DE CALIBRAÇÃO DOS INSTRUMENTOS	122
	ANEXO B – CURVAS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO DOS REFORÇOS	128
	ANEXO C – GRÁFICOS ADICIONAIS DOS ENSAIOS ANALISADOS	129

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Transferência do carregamento do aterro para as estacas através do arqueamento e do efeito membrana (adaptado de VAN EEKELEN, 2014).	7
Figura 2.2 – Esquema do experimento de TERZAGHI (1936) e distribuição de tensões na plataforma após o rebaixamento do alçapão (TERZAGHI e PECK, 1967).	9
Figura 2.3 – Modelos de arqueamento do solo (HAN, 2015).	10
Figura 2.4 – Estruturas de arqueamento desenvolvidas em aterros estruturados (adaptado de HAN-JIANG <i>et al.</i> , 2018).....	11
Figura 2.5 – Deflexão do reforço geossintético (GIROUD, 1995).	13
Figura 2.6 – Aumento da tensão vertical no aterro durante a passagem do compactador (MIRMORADI e EHRLICH, 2015).....	14
Figura 2.7 – Etapas do processo de compactação e caminho de tensões no aterro durante o processo de compactação (MIRMORADI e EHRLICH, 2018).	15
Figura 2.8 – Posições críticas de ruptura nos domos (BS8006, 2010).	26
Figura 2.9 – Modelo de múltiplos arcos não concêntricos (ZAESKE, 2001).	28
Figura 2.10 – Área do capitel e área efetiva do capitel (EBGEO, 2011).	29
Figura 2.11 – Força resultante aplicada sobre o reforço (EBGEO, 2011).....	31
Figura 2.12 – Ábaco para determinação da deformação no reforço (EBGEO, 2011)....	32
Figura 2.13 – Proposta de arcos concêntricos (VAN EEKELEN, 2013).	33
Figura 2.14 –Reforço deformado com a aplicação de carregamento e equilíbrio de tensões no reforço (VAN EEKELEN, 2015).	38
Figura 2.15 – Aplicação de carregamento triangular invertido $q(x)$ sobre faixa do reforço (VAN EEKELEN, 2015).	39
Figura 2.16 – Esquema da seção do aterro modificado por DIEGUEZ (2019).....	41
Figura 2.17 - Parâmetros adotados na equação de empuxo (LAMBE, 1979).	42
Figura 3.1 – Muro de solo grampeado com face em bloco (ELEUTÉRIO, 2013); Muro de solo reforçado com geossintético com face envelopada (MIRMORADI, 2015).	45
Figura 3.2 – Seção em corte do modelo físico (DIEGUEZ, 2019).	46

Figura 3.3 – Modelo físico (DIEGUEZ, 2019).	46
Figura 3.4 – Modificações no modelo físico	47
Figura 3.5 – Travamento do reforço geossintético com	48
Figura 3.6 – Seção longitudinal do modelo físico	48
Figura 3.7 – Esquema geral do aterro estrutural protótipo	48
Figura 3.8 – Sistema de eliminação do atrito das faces do modelo.....	49
Figura 3.9 – Instalação do sistema de aplicação de sobrecarga.....	50
Figura 3.10 – Seção longitudinal com indicação da locação das instrumentações.	51
Figura 3.11 – Planta de locação da instrumentação.....	52
Figura 3.12 – Planta de locação da instrumentação.....	52
Figura 3.13 – Medidores de deslocamento instalados no modelo.....	53
Figura 3.14 – Célula de carga da corrente	54
Figura 3.15 – Célula de carga antes de ser instalada sobre o macaco hidráulico.....	55
Figura 3.16 – Células de pressão total instaladas no capitel, envoltas com gesso.	56
Figura 3.17 – Distribuição de tensões totais sobre o capitel.	57
Figura 3.18 – Extensômetro.....	58
Figura 3.19 – Medidores de Deslocamento Vertical.	59
Figura 3.20 – Transdutor de pressão conectado em série na mangueira responsável por aplicar a pressão nas bolsas de ar comprimido.....	59
Figura 3.21 – Curva granulométrica do quartzo moído (SARAMAGO, 2002).....	60
Figura 3.22 – Ensaio de tração faixa larga realizado no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ.	62
Figura 3.23 – Resultado dos ensaios de tração faixa larga realizados nos reforços	63
Figura 3.24 – Primeira etapa construtiva.....	64
Figura 3.25 – Lançamento da bolsa de areia com auxílio da ponte rolante.	65
Figura 3.26 – Compactação do aterro.....	66

Figura 3.27 – Instalação da 2ª camada de reforço geossintético.	66
Figura 3.28 – Configuração dos ensaios M1 e M2.....	69
Figura 4.1 – Tensões totais nas CPT's do Ensaio M11 durante o rebaixamento.	72
Figura 4.2 – Tensões totais nas CPT's do Ensaio M11 durante a sobrecarga.....	73
Figura 4.3 – Eficiência do arqueamento do Ensaio M11, durante o rebaixamento.....	74
Figura 4.4 – Tração no reforço geossintético do Ensaio M11 durante o rebaixamento. 75	
Figura 4.5 – Tração no reforço geossintético do Ensaio M11 durante sobrecarga.	76
Figura 4.6 – Tração ao longo do reforço no Ensaio M11, durante sobrecarga.	77
Figura 4.7 – Recalque na superfície do aterro do Ensaio M11 no rebaixamento.....	77
Figura 4.8 – Recalque na superfície do Ensaio M11 na aplicação da sobrecarga.	78
Figura 4.9 – Tensões nas CPT's dos ensaios M12 e M11 durante o rebaixamento.	80
Figura 4.10 – Tensões nas CPT's dos ensaios M12 e M11 durante a sobrecarga.....	81
Figura 4.11 – Eficiência do arqueamento nos ensaios M12 e M11, no rebaixamento... 82	
Figura 4.12 – Tração no reforço durante o rebaixamento (ensaios M12 e M11).	83
Figura 4.13 – Tração no reforço durante sobrecarga (ensaios M12 e M11).	84
Figura 4.14 – Recalque na superfície dos ensaios M12 e M11 no rebaixamento.	85
Figura 4.15 – Recalque na superfície dos ensaios M12 e M11 na sobrecarga.	86
Figura 4.16: Comparação da deflexão entre o Ensaio M11 e os métodos analíticos.	92
Figura 4.17 – Tração máxima no Ensaio M11 e nos métodos analíticos na sobrecarga 93	
Figura 4.18 – Tração mínima no Ensaio M11 e nos métodos analíticos na sobrecarga. 94	
Figura 5.1 – Tensões nas CPT's dos ensaios M8 e M11 durante o rebaixamento.	97
Figura 5.2 – Eficiência do arqueamento dos ensaios M8 e M11 no rebaixamento.....	97
Figura 5.3 – Tração na 1ª e 2ª camada de reforço no Ensaio M8 no rebaixamento.	99
Figura 5.4 – Tração na 1ª e 2ª camada de reforço no Ensaio M8.....	99
Figura 5.5 – Tração total dos ensaios M8 e M11 durante o rebaixamento.....	100
Figura 5.6 – Tração total dos ensaios M8 e M11 ao término do rebaixamento.	100

Figura 5.7– Recalque na superfície dos ensaios M8 e M11 no rebaixamento.	101
Figura 5.8 – Tensões nas CPT's dos ensaios M6 e M11 durante o rebaixamento.	103
Figura 5.9 – Eficiência do arqueamento nos ensaios M6 e M11 no rebaixamento.	104
Figura 5.10 – Tração na 1ª e 2ª camada de reforço no Ensaio M6 no rebaixamento. ...	105
Figura 5.11 – Tração na 1ª e 2ª camada de reforço no Ensaio M6.....	105
Figura 5.12 – Tração total dos ensaios M6 e M11 durante o rebaixamento.....	106
Figura 5.13 – Tração total dos ensaios M6 e M11 ao término do rebaixamento.	106
Figura 5.14 – Recalque na superfície do aterro nos ensaios M6 e M11.....	107
Figura 5.15 – Solicitações de tração nos ensaios M8, M11 e M6.	109

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Dados de obras de aterros estruturados realizados pela Huesker Brasil (FAGUNDES, 2016).	8
Tabela 2.2 – Alturas críticas propostas na literatura (adaptado de FAGUNDES, 2016).	12
Tabela 3.1 - Resumo dos ensaios realizados na modelagem física.	68
Tabela 4.1: Comparação entre Ensaio M11 e métodos analíticos ao término do rebaixamento.	90
Tabela 4.2 – Comparação da deflexão entre Ensaio M11 e métodos analíticos na aplicação de sobrecarga.	91
Tabela 4.3 – Tração no reforço no Ensaio M11 e nos métodos analíticos.	93
Tabela 5.1 – Tensões totais na CPT1 e CPT3 dos ensaios M8, M11 e M6.	108
Tabela 5.2 – Eficiências máximas e residuais dos ensaios M8, M11 e M6.	108
Tabela 5.3 – Tração no reforço em cada posição dos ensaios M8, M11 e M6.	109
Tabela 5.4 – Recalque diferencial e deflexão nos ensaios M8, M11 e M6.	110

1. INTRODUÇÃO

Diversas soluções geotécnicas podem ser adotadas para construção de aterros sobre solos que apresentam baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade, características típicas de solos moles. Algumas técnicas, como, por exemplo, os aterros com sobrecarga temporária e aterros sobre drenos verticais, podem ser inviabilizadas devido a limitações no prazo de execução da obra. Já técnicas como aterro de substituição e aterros de ponta, podem não se mostrar adequadas devido ao grande volume de bota-fora gerado e, além disso, no caso da última técnica, a falta de controle da uniformidade do solo mole pode gerar recalques diferenciais consideráveis.

Os aterros estruturados, que consistem em aterros construídos sobre estacas, mostram-se como uma opção adequada para evitar os problemas acima mencionados. Nessa técnica as solicitações do carregamento do aterro são transferidas parcialmente ou integralmente para as camadas mais resistentes do solo, que se encontram abaixo do solo mole, através do fenômeno do arqueamento. Fenômeno este introduzido por TERZAGHI (1936) e, segundo VAN EEKELEN (2015), consiste na transferência da maior parcela do carregamento do aterro para as estacas, que são elementos rígidos e sofrem deslocamentos pequenos se comparados com os solos moles.

Para melhorar a eficiência na transferência de carga do aterro para as estacas e aumentar o espaçamento entre estacas, pode ser considerada a inserção de uma ou mais camadas de reforços de geossintéticos na base do aterro. Nesse caso, o reforço é solicitado através do efeito de membrana, que é responsável por transferir para as estacas o carregamento vertical não suportado pelo arqueamento.

1.1. Relevância e justificativa da pesquisa

Diversos aspectos podem influenciar os mecanismos de transferência de carga e deformações em aterros estruturados reforçados com geossintético. Dentre os fatores de maior importância, se pode destacar a altura e o material utilizado no corpo do aterro, a compactação do solo, a sobrecarga aplicada, incluindo carregamentos cíclicos, o espaçamento entre as estacas, as dimensões dos capitéis e o número de camadas e tipo de geossintético adotado como reforço. Devido à dificuldade de reproduzir essas variações no campo, modelagens físicas e numéricas vêm sendo conduzidas buscando verificar os impactos desses fatores no comportamento dos aterros estruturados.

O efeito da variação do número de camadas de reforço no aterro estruturado é um aspecto no qual se verifica grande divergência, havendo autores que observaram vantagens no uso de múltiplas camadas de reforço e outros que não as identificaram. Entre as pesquisas realizadas no assunto, destacam-se as realizadas por SALES (2002), HARTMANN (2012), VAN EEKELEN *et al.* (2012), AL-NADDAF (2017) e GHOSH *et al.* (2017).

Outro aspecto que também necessita de maior aprofundamento é o efeito da compactação do solo no comportamento desse tipo de estruturas. A compactação leva a um aumento das tensões horizontais (MIRMORADI e EHRLICH, 2018) e melhora os parâmetros de resistência do solo que compõe o corpo do aterro. Consequentemente, tende a intensificar a transferência de cargas do aterro para as estacas por arqueamento (VAN EEKELEN, 2012a). Note-se, que a compactação não é levada em consideração nos métodos de dimensionamento de aterros estruturados, por exemplo nos métodos de HEWLETT e RANDOLPH (1988), recomendado pela Norma Inglesa BS8006 (2010), ZAESKE (2001), sugerido pela recomendação Alemã EBGeo (2011), VAN EEKELEN (2015), sugerido pela recomendação Holandesa CUR226 (2015), e EHRLICH (2001), que consiste em um método brasileiro de dimensionamento.

Considerando os aspectos relatados acima desenvolveu-se a presente pesquisa. Através de modelagem física, em grande escala, buscou-se verificar a influência da variação do número de camadas de reforço e da compactação do solo de aterro no comportamento da estrutura. A modelagem física que foi desenvolvida permitiu verificar as solicitações no aterro, incluindo tensões sobre capitéis, trações no reforço, deflexões do reforço e recalques na superfície do aterro.

1.2. Objetivos

Essa pesquisa tem como objetivo principal avaliar, através de modelagem física em grande escala, do efeito da compactação do solo e do emprego de duas camadas de reforço geossintético na performance de aterros estruturados, ao invés de apenas uma única camada, como é usualmente adotado. Para compreender como o fenômeno do arqueamento se manifesta na estrutura do aterro, monitorou-se as trações no reforço, as tensões em diferentes pontos dos capitéis, as deflexões do geossintético basal e os recalques na superfície do aterro, durante o “adensamento do solo mole”, simulado pelo

rebaixamento de uma plataforma hidráulica móvel, e durante a aplicação de sobrecargas na superfície do aterro.

Os resultados da modelagem física desenvolvida foram cotejados com os obtidos em outras pesquisas e com os valores calculados utilizando métodos analíticos de dimensionamento de aterros estruturados disponíveis na literatura, incluindo os Métodos de HEWLETT e RANDOLPH (1988), ZAESKE (2001), VAN EEKELEN (2015) e EHRLICH (2001).

1.3. Metodologia

A modelagem física foi desenvolvida nas facilidades do Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, em um modelo em grande escala (escala 1:1) e representa um aterro estruturado baixo na condição de deformação plana, com razão entre a altura do aterro e o vão entre capitéis de 0,63. Nesse modelo, o adensamento do solo mole foi simulado através do rebaixamento de uma plataforma hidráulica instalada entre os capitéis. Entre os instrumentos utilizados para monitoramento dos ensaios tem-se: medidores de deslocamento vertical, para monitoramento do rebaixamento da plataforma e dos recalques na superfície do aterro; células de pressão total, instaladas nos capitéis, para monitorar o carregamento sobre os capitéis e; extensômetros instalados nos reforços, para registro da deformação, e, conseqüentemente, determinação da tração mobilizada no reforço.

Foram realizados um total de doze ensaios sob quatro diferentes condições para o aterro: a) uma camada de reforço geossintético com rigidez igual a 1.475 kN/m e compactação leve com placa vibratória; b) uma camada de reforço geossintético com rigidez igual a 1.475 kN/m e compactação pesada, com placa vibratória e compactador a percussão; c) duas camadas de reforço geossintético com rigidez igual a 773 kN/m, cada, e compactação leve; e d) duas camadas de reforço geossintético com rigidez de 1.475 kN/m, cada, e compactação leve. Assim, considerando-se o primeiro ensaio como referência, foi possível avaliar a influência da compactação e do uso de duas camadas de reforço, em aterros estruturados baixos, mantendo a rigidez global do reforço aproximadamente constante ou dobrando-a.

Os resultados obtidos foram comparados a estudos previamente realizados, incluindo os trabalhos realizados por DIEGUEZ (2019) e JESUS *et al.* (2020), para avaliação da influência da compactação, e os trabalhos de SALES (2002), HARTMANN

(2012), VAN EEKELEN *et al.* (2012), AL-NADDAF (2017) e GHOSH *et al.* (2017), para avaliação da influência do uso de duas camadas de reforço no comportamento de aterros estruturados. Os valores medidos foram também utilizados para verificar a capacidade de previsão de métodos de dimensionamento disponíveis na literatura técnica (BS8006 2010, EBGEO 2011, CUR226 2015 e EHRLICH 2001).

1.4. Estrutura dos capítulos

O presente trabalho é estruturado em seis capítulos que abordam, em sequência, a introdução, a revisão bibliográfica, os materiais e métodos, os aterros estruturados com uma camada de reforço, os aterros estruturados com duas camadas de reforço e as conclusões.

O primeiro capítulo apresentou uma introdução ao tema, evidenciando a sua importância, justificativa da escolha do tema, objetivos, metodologia adotada para o desenvolvimento do trabalho e sua estruturação.

O segundo capítulo contextualiza o tema, trazendo conceitos fundamentais como o arqueamento, a altura crítica, o efeito membrana e a compactação do solo. Além de trazer um breve histórico dos aterros estruturados no Brasil, discute o uso de múltiplas camadas de reforço geossintético e apresentar as modelagens físicas e alguns métodos de dimensionamento de aterros estruturados.

O terceiro capítulo descreve o modelo físico do aterro estruturado, incluindo suas dimensões, os dispositivos de monitoramento, o material do aterro, os reforços geossintéticos adotados, o procedimento executivo e a programação dos ensaios.

O quarto capítulo apresenta os resultados dos ensaios realizados com apenas uma camada de reforço geossintético, variando o tipo de compactação. Esses ensaios são comparados entre si e com estudos prévios, realizados por DIEGUEZ (2019) e JESUS *et al.* (2020). Além disso, os resultados foram também utilizados para verificação da capacidade de previsão dos métodos de dimensionamento sugeridos pela BS8006 (2010), EBGEO (2011), CUR226 (2015) e EHRLICH (2001).

O quinto capítulo apresenta os resultados dos ensaios realizados com duas camadas de reforço, dos quais o primeiro ensaio mantém a rigidez global do reforço aproximadamente igual ao ensaio realizado com apenas um reforço e o segundo ensaio dobra a rigidez global do ensaio realizado com um reforço. Os ensaios realizados com

duas camadas de reforço são comparados com o ensaio realizado com apenas uma camada de reforço e com as pesquisas realizadas por SALES (2002), HARTMANN (2012), VAN EEKELEN *et al.* (2012), AL-NADDAF (2017) e GHOSH *et al.* (2017).

O sexto capítulo apresenta as conclusões encontradas ao término desse trabalho, bem como sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Aterros estruturados consistem em aterros executados sobre elementos de estacas. Nessa técnica as solicitações do carregamento do aterro são transferidas parcialmente ou integralmente para as camadas mais resistentes do solo, que se encontram abaixo do solo mole. Entre as vantagens do uso dessa solução estão a minimização de recalques do aterro, o aumento da sua estabilidade e a redução do tempo de execução da obra, pois o alteamento pode ser executado em menos etapas e em um prazo menor (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

Nos aterros estruturados, a transferência do carregamento do aterro para as estacas é realizada através do arqueamento, que, conforme apresentado por TERZAGHI (1943), consiste no alívio de tensões no suporte mais compressível do aterro (solo mole) e a concentração de tensões nos suportes menos compressíveis (capitéis e estacas). A parcela residual do carregamento, que não é transmitida para as estacas através do arqueamento, é suportada pelo solo mole.

A transferência do carregamento do aterro para as estacas pode ser potencializada ao adicionar camadas de reforço geossintético sobre os capitéis, além de viabilizar um maior distanciamento entre as estacas. Ao adicionar o reforço, parte do carregamento residual é transferido para as estacas através do efeito membrana, que consiste no tensionamento do reforço ao se deformar para absorver carregamentos perpendiculares à sua superfície (GOURC e VILLARD, 2000). As parcelas referentes ao arqueamento e ao carregamento residual, subdividindo-se em efeito membrana e suporte do subsolo, podem ser observadas na Figura 2.1.

Ao longo do Capítulo 2 serão apresentados com maior detalhe o arqueamento do solo e efeito membrana. Além de um breve histórico dos aterros estruturados no Brasil, compactação do solo, o uso de múltiplas camadas de reforço geossintético, modelagem física e métodos de dimensionamento.

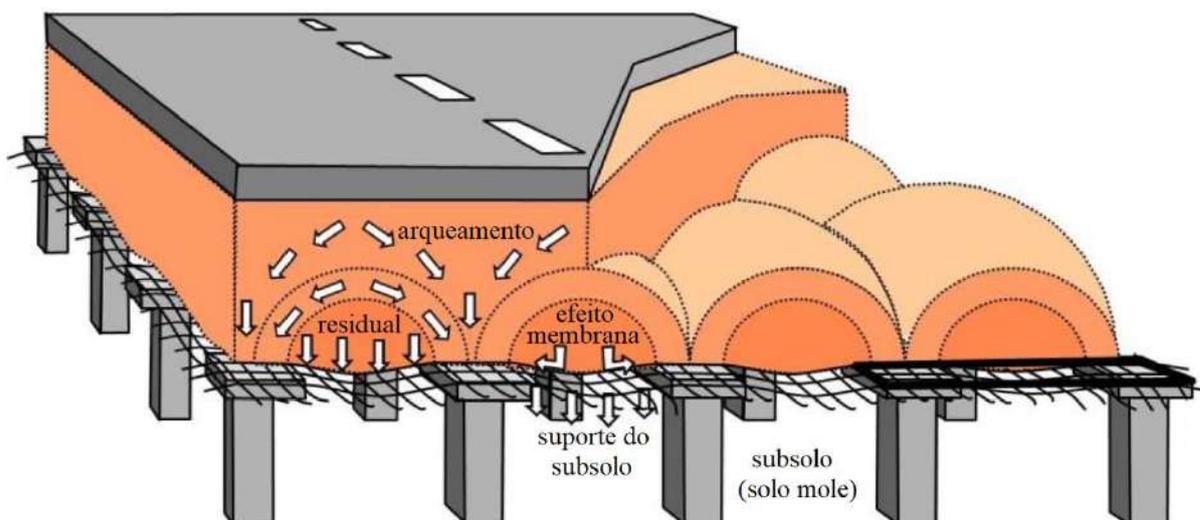


Figura 2.1 – Transferência do carregamento do aterro para as estacas através do arqueamento e do efeito membrana (adaptado de VAN EEKELEN, 2014).

2.1. Histórico de aterros estruturados no Brasil

De acordo com CARDOSO (2009), os primeiros relatos de construção de aterros estruturados reforçados com geossintético ocorreram na década de 70, em países como o Reino Unido e a Alemanha. No Brasil, entretanto, essa técnica começou a ser utilizada na década de 90, sendo a primeira grande obra realizada em um trecho da Ferrovia Ferronorte no Mato Grosso do Sul em 1999.

VERTEMATTI e MONTEZ (2006) descrevem que nessa obra foram adotadas estacas tubulares de aço injetadas com comprimento máximo de 14 m sobre os quais foram construídos capitéis quadrados com 0,5 m de largura em malha quadrada. Sobre os capitéis foi instalada uma geogrelha de poliéster com resistência de 400 kN/m na direção do eixo da ferrovia e 150 kN/m na direção transversal e, finalmente, o aterro com espessura máxima de 9 m.

De acordo com ALMEIDA *et al.* (2007), mais de 80% das aplicações de aterro estruturado reforçado com geossintético estão relacionados à construção de rodovias e ferrovias. Nesse estudo foi observado o uso de malhas quadradas e triangulares, porém as malhas quadradas foram mais utilizadas. Também se observou que em diversos casos foram utilizadas múltiplas camadas de reforço.

SCHMIDT (2014) apresentou uma série de casos de obras de aterros estruturados no Brasil, realizados em projetos da Huesker Brasil. Os dados referentes à essas obras foram agrupadas por FAGUNDES (2016) na Tabela 2.1, onde H é a altura do aterro, s é

o espaçamento entre eixos de estacas adjacentes, d é o diâmetro de estaca circular e α é a taxa de cobertura dos capitéis. Observa-se que, excetuando as obras realizadas nos estados de Minas Gerais (MG) e Mato Grosso do Sul (MS), a relação $H/(s-d)$ mantém-se entre 0,7 e 4,2, apresentando um valor médio de 2,4. A taxa de ocupação dos capitéis (α) apresentou um valor médio de 17,3%.

Tabela 2.1 – Dados de obras de aterros estruturados realizados pela Huesker Brasil (FAGUNDES, 2016).

Local da obra	H (m)	s (m)	d (m)	Geogrelha Fortrac®	H/(s-d)	α (%)
DF	6,0	2,0	0,5	100/100	4,0	6,3
GO	4,0	2,3	1,3	J4000 MP	4,0	31,9
MG	11,0	1,7	0,8	110/110 200/200	12,2	22,1
MS	9,0	1,8	0,5	400/150	6,9	7,7
PR	3,0	2,7	1,2	150/150	2,0	19,8
RS	2,4 3,6	2,3	0,9	200/200	1,7 2,6	15,3
RJ	1,2	2,5	0,8	200/200	0,7	10,2
RJ	1,4	2,8	1,0	200/200	0,8	12,8
RJ	2,5 5,5	2,2	0,8	16000 MP	1,8 3,9	13,2
SP	1,9	2,2	0,8	400/100	1,4	13,2
SP	4,2	2,2	1,1	300/100 200/100	3,8	25,0
SP	1,5	2,75	1,2	12000 MP	1,0	19,0
SP	1,3	2,0	1,0	8000 MP	1,3	25,0
SP	5,5	2,4	1,1	100/100	4,2	21,0

2.2. Arqueamento do solo

TERZAGHI (1943) apresentou que ao ocorrerem movimentações de um trecho da massa do solo, enquanto o trecho adjacente a este permanece estacionário, surge uma resistência contrária à movimentação relativa do solo na região de interseção entre esses dois trechos. Essa resistência, definida como resistência cisalhante, tende a manter o solo em sua posição original, ocorrendo um alívio de tensões no suporte do trecho que está se

deslocando. E, em contrapartida, o suporte do trecho estacionário recebe parte das tensões do solo do trecho móvel. A esse efeito foi dado o nome de arqueamento do solo.

Um famoso ensaio realizado por TERZAGHI (1936) permitiu entender de forma mais clara o efeito do arqueamento. Esse ensaio consistiu no lançamento de uma camada de areia, sem coesão, sobre uma plataforma fixa com um alçapão móvel, dotado de uma balança adaptada no centro. A altura H da camada de areia é bastante superior a largura do alçapão móvel ab . Enquanto o alçapão não sofre movimentação, as tensões sobre ele e sobre a plataforma fixa permanecem constantes e representam a tensão geostática (γH).

O experimento mostrou que conforme o alçapão era rebaixado, a tensão medida sobre o alçapão reduzia, afastando-se da tensão geostática. Já as tensões na plataforma tornavam-se mais elevadas que a tensão geostática. Observou-se que o aumento das tensões na plataforma era mais expressivo ao aproximar-se das regiões do solo onde ocorrem concentrações das tensões cisalhantes, representadas pelas linhas tracejadas ac e bd na Figura 2.2.

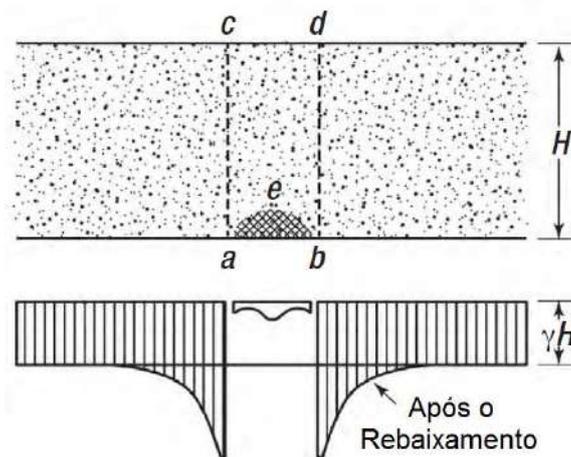


Figura 2.2 – Esquema do experimento de TERZAGHI (1936) e distribuição de tensões na plataforma após o rebaixamento do alçapão (TERZAGHI e PECK, 1967).

De acordo com HAN (2015), o formato do arqueamento depende do método utilizado para análise, podendo formar planos verticais de cisalhamento (TERZAGHI, 1943; MCKELVEY, 1994; RUSSEL e PIERPOINT, 1997; EHRLICH, 2001; e Norma Britânica BS8006, 2010), domos hemisféricas (HEWLETT e RANDOLPH, 1988; ZAESKE, 2001; KEMPFERT *et al.*, 2004; e VAN EEKELLEN, 2013) ou cunhas triangulares (CARLSSON, 1987; MIKI, 1997; ROGBECK *et al.*, 1998; SVANØ *et al.*,

2000; e COLLIN, 2004). Esses formatos podem ser observados na Figura 2.3. Os métodos de análise do arqueamento serão aprofundados no item 2.6.

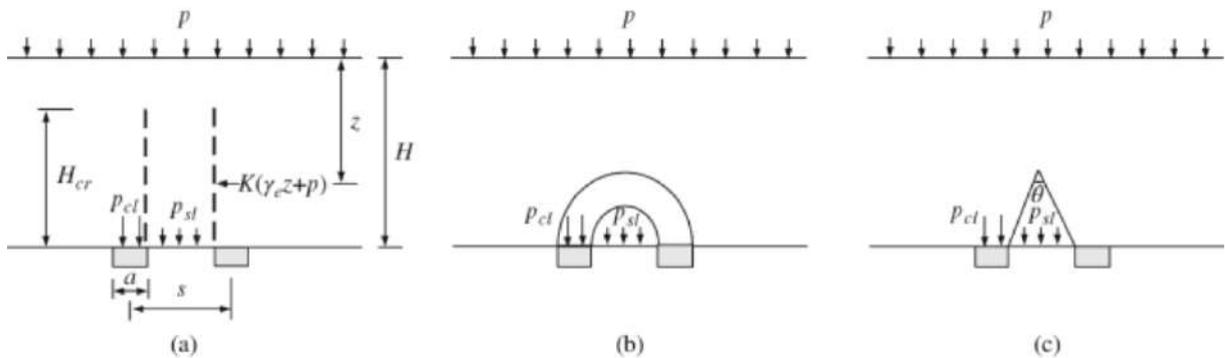


Figura 2.3 – Modelos de arqueamento do solo: (a) planos verticais; (b) domos semiesféricas; (c) cunhas triangulares (HAN, 2015).

Para analisar a eficiência do arqueamento, MCNULTY (1965) propôs uma razão de arqueamento (ρ), exposta na Equação (2.1), que consiste na razão entre a tensão sobre o trecho móvel e o somatório da tensão geostática (γH) e de sobrecargas (q). O valor da razão de arqueamento varia entre 0 e 1, sendo $\rho = 0$ equivalente a condição de arqueamento completo e $\rho = 1$ a condição em que não ocorre arqueamento.

$$\rho = \frac{\sigma_v}{\gamma H + q} \quad (2.1)$$

2.2.1. Estruturas de arqueamento e altura crítica do aterro

HAN-JIANG *et al.* (2018) dividem os tipos de arqueamento de um aterro estruturado em três categorias: (a) arqueamento por planos de cisalhamento; (b) arqueamento parcial; e (c) arqueamento completo. Esses mecanismos podem ser observados na Figura 2.4.

O arqueamento por planos de cisalhamento ocorre em aterros baixos, nos quais os planos de cisalhamento no aterro inicialmente são praticamente verticais e, conforme o recalque do subsolo progride, esses planos começam a rotacionar, porém sem se interceptarem. Nessa região, o recalque do subsolo é refletido quase integralmente como recalque diferencial na superfície do aterro.

O arqueamento parcial ocorre em aterros cuja altura permite a interseção dos planos de cisalhamento rotacionados, havendo a formação de um domo semiesférico entre as bordas de capitéis adjacentes. Nessas estruturas a formação parcial do arqueamento

contribui para reduzir o recalque diferencial na superfície do aterro, principalmente para recalques pequenos do subsolo.

O arqueamento total corresponde a situação em que ocorre a formação de diversos domos semiesféricos no aterro, não apenas entre as bordas de capitéis adjacentes, como também entre os centros desses capitéis. Nesse cenário, o aterro deve possuir altura superior à uma altura definida como crítica, representada pela formação de um plano cujos recalques obtidos na projeção das estacas e do meio do vão entre estacas são iguais. Portanto, aterros com alturas superiores à crítica não apresentam recalques diferenciais na superfície do aterro, ou seja, o recalque do aterro que se encontra sobre a estaca é da mesma ordem que o recalque no meio do vão entre estacas.

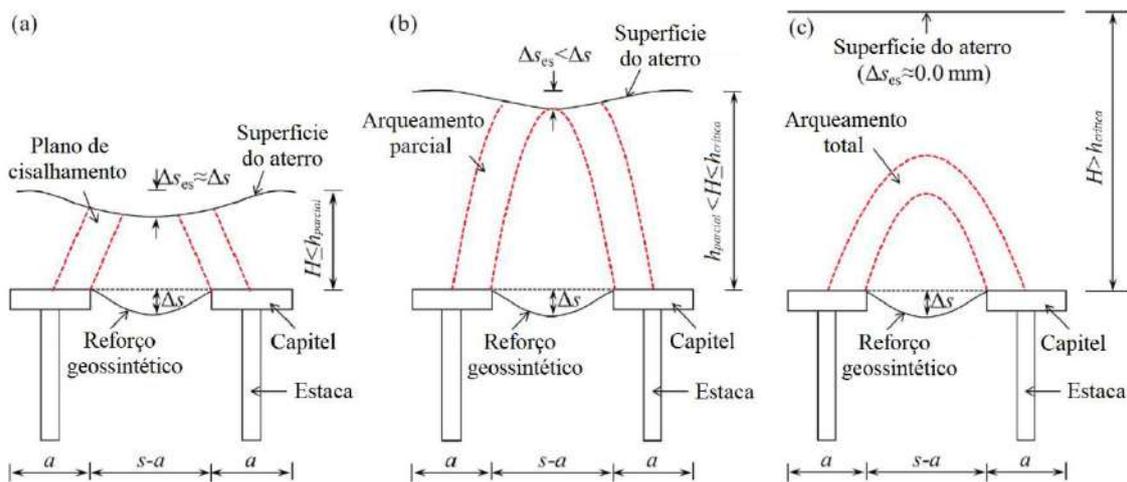


Figura 2.4 – Estruturas de arqueamento desenvolvidas em aterros estruturados: (a) arqueamento por planos de cisalhamento; (b) arqueamento parcial; e (c) arqueamento total (adaptado de HAN-JIANG *et al.*, 2018)

A Tabela 2.2 apresenta um resumo das alturas críticas sugeridas por diversos autores na literatura. Essa altura representa a altura mínima do aterro para que não ocorra recalque diferencial na superfície do aterro, ou seja, a altura necessária para formação de arqueamento total. Os parâmetros do aterro estruturado apresentados nessa tabela são: s – espaçamento entre os eixos de capitéis adjacentes; a – largura do capitel (m); s_d – espaçamento entre os eixos de capitéis diagonais; d – diâmetro do capitel; e s' – metade do vão livre entre capitéis diagonais.

Tabela 2.2 – Alturas críticas propostas na literatura (adaptado de FAGUNDES, 2016).

Referência	Altura Crítica (m)
CARLSON (1987)	1,0 (s - a)
DEMERDASH (1996)	1,7 (s - a)
NORDIC HANDBOOK (2002)	1,2 (s - a)
CHEN et al. (2008)	1,6 (s - a)
BS8006 (2010)	1,4 (s - a)
ZHUANG <i>et al.</i> (2010)	1,5 (s)
EBGEO (2011)	0,8 (s _d - d)
MCGUIRE <i>et al.</i> (2012)	1,15s' + 1,44d
VAN EEKELEN <i>et al.</i> (2013)	0,5 (s _d)
CUR226 (2015)	0,66 (s _d - d)
FAGUNDES (2016)	2,5 (s-d)

FAGUNDES (2016) menciona que alguns autores, como HORGAN e SARSBY (2002) e CHEN *et al.* (2008), interpretam a altura crítica de forma diferente à mencionada anteriormente. Esses autores a definem como a altura a partir da qual qualquer carga adicional aplicada no aterro é transferida integralmente para as estacas.

2.3. Geossintéticos e o efeito membrana

A parcela residual do carregamento do aterro estruturado, que não é transferida diretamente para as estacas através do arqueamento, é suportada pelo reforço geossintético, através do efeito membrana, e pelo subsolo sobre o qual o reforço foi instalado.

GOURC e VILLARD (2000) apresentam o efeito membrana como a capacidade do reforço geossintético de se deformar e absorver carregamentos perpendiculares a sua superfície através do seu tensionamento. Os autores complementam que o reforço possui um módulo de rigidez (J) considerável na direção axial, porém rigidez baixíssima para deflexão e cisalhamento. Por essa razão, ao sofrer carregamentos perpendiculares à sua superfície, o material se deforma e mobiliza forças de tração, até equilibrar as solicitações no sistema.

O módulo de rigidez (J) é obtido através da razão entre tração aplicada no reforço (T) e sua deformação axial (ϵ). Já a deformação axial é obtida a partir da Equação (2.2), na qual b é o comprimento inicial do reforço entre capitéis adjacentes e b', o seu comprimento final (Figura 2.5).

$$\varepsilon = \frac{b' - b}{b} = \frac{b'}{b} - 1 \quad (2.2)$$

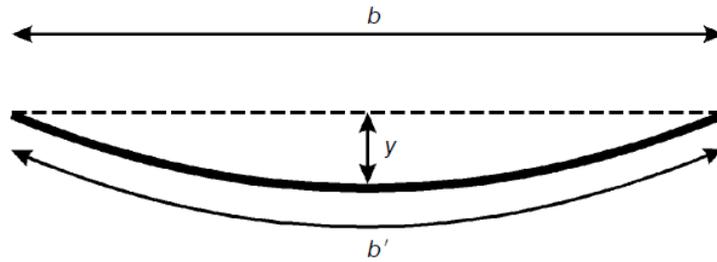


Figura 2.5 – Deflexão do reforço geossintético (GIROUD, 1995).

Como consequência do alongamento do reforço geossintético, ocorre a sua deflexão (y), conforme é observado na Figura 2.5. De acordo com GIROUD (1995), se o formato da curva do reforço for suave, sua deformação e deflexão podem ser determinadas matematicamente, adotando-se, por exemplo, as equações de parábola ou de arco de um círculo. O autor assume que a deformação do reforço é uniformemente distribuída e ocorre deformação nula nas extremidades do vão livre. Por fim, o autor propôs a Equação (2.4) para determinar a deformação do reforço geossintético, relacionando-o à razão entre a deflexão e o comprimento do vão livre (y/b). Essa equação foi obtida através das equações rigorosas de parábola, de arco de círculo e por meio de aproximações matemáticas, fornecendo resultados similares nas três situações.

$$\frac{y}{b} = \sqrt{\frac{3\varepsilon}{8}} \quad (2.3)$$

2.4. Compactação do solo

Segundo EHRLICH *et al.* (2012), a compactação do aterro torna a estrutura menos sensível a movimentos da estrutura após o término da construção do aterro. Isso ocorre, pois as sobrecargas provocadas pelo tráfego de veículos, por exemplo, podem gerar tensões verticais induzidas no aterro inferiores às induzidas pelo compactador durante a construção do aterro. Os autores sugerem que esse processo pode ser entendido como um sobreadensamento do solo. VAN EEKELEN (2015) menciona que a compactação do solo melhora o arqueamento do solo, pois os parâmetros de resistência do aterro são melhorados nesse processo.

MIRMORADI e EHRlich (2018) apresentam que durante a compactação do aterro, o aumento na tensão vertical no solo ocorre na sua superfície de contato com o compactador e reduz com a profundidade, como pode ser observado na Figura 2.6. Nessa figura, o eixo $\Delta\sigma_z$ representa o incremento da tensão vertical, o eixo Z a profundidade do aterro, $\sigma'_{z,c}$ a tensão vertical máxima induzida pela compactação ($\sigma'_{z,c,i}$) e Q a tensão aplicada pelo compactador na superfície do aterro. Por essa razão, para garantir que todo o aterro sofra o mesmo incremento máximo na tensão vertical, sendo igualmente compactado, EHRlich e MITCHELL (1994) recomendam que as camadas de aterro devem ter espessuras entre 15 e 30 cm.

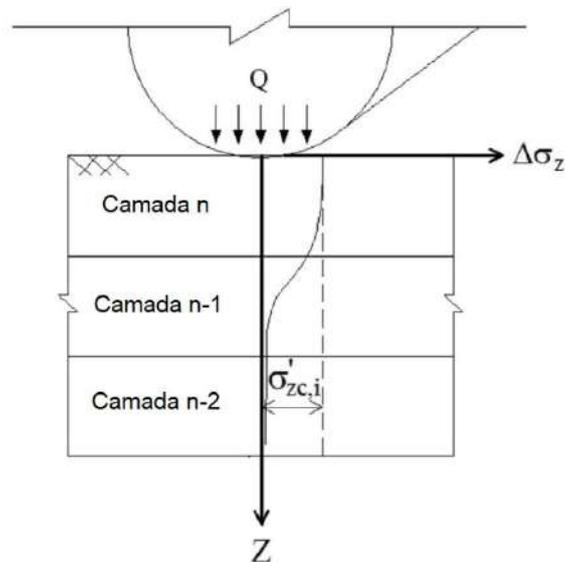


Figura 2.6 – Aumento da tensão vertical no aterro durante a passagem do compactador (MIRMORADI e EHRlich, 2015).

EHRlich e MITCHELL (1994) explicam que durante a compactação de uma camada de solo, o compactador passa diversas vezes sobre o mesmo local, ocorrendo diversos ciclos de carregamento e descarregamento. No entanto, os autores simplificam a análise da compactação considerando apenas um ciclo de carregamento e descarregamento. MIRMORADI e EHRlich (2018) dividem o processo de compactação em 4 etapas, como pode ser observado na Figura 2.7.a: (1) lançamento de uma camada do aterro; (2) compactação dessa camada de aterro; (3) término da compactação; e (4) lançamento da camada seguinte de aterro.

Na Figura 2.7.b, apresenta-se o caminho de tensões no solo durante essas 4 etapas, onde o eixo σ_x representa a tensão horizontal, o eixo σ_z a tensão vertical, a linha tracejada K_a o empuxo ativo de Rankine e a linha tracejada K_0 o empuxo em condição de repouso.

Após o lançamento da camada de aterro, observa-se um aumento de σ_z na tensão vertical e um aumento de σ_x na tensão horizontal (ponto 1). Durante a passagem do compactador, a tensão vertical aumenta para a tensão vertical máxima induzida ($\sigma'_{zc,i}$) e a tensão horizontal aumenta para seu valor máximo (ponto 2). Ao término da compactação, a tensão vertical retorna para seu valor inicial, entretanto, como o solo consiste em um material não elástico, a tensão horizontal não retorna para o seu valor inicial (ponto 3), observando-se a permanência de uma tensão horizontal residual no solo ($\sigma'_{sx,c}$) devido à compactação. Ao lançar a camada seguinte de aterro, a tensão vertical aumenta em σ_z , porém a tensão horizontal sofre uma pequena variação (ponto 4). A tensão horizontal residual desaparece caso o valor da tensão geostática, provocada pelas camadas de aterro subsequentes, supere a tensão vertical máxima induzida pelo compactador ($\sigma'_{zc,i}$).

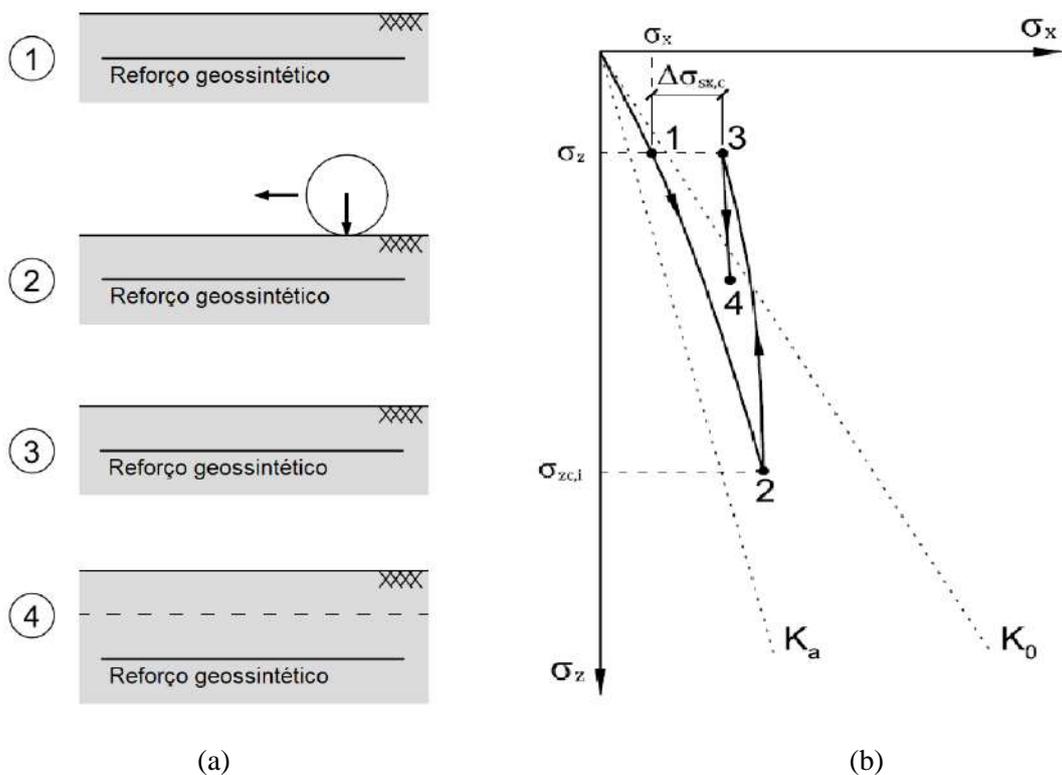


Figura 2.7 – (a) Etapas do processo de compactação e (b) caminho de tensões no aterro durante o processo de compactação (MIRMORADI e EHRLICH, 2018).

De acordo com EHRLICH e MITCHELL (1994), a tensão vertical máxima induzida pela compactação ($\sigma'_{zc,i}$) com rolo compactador em solos não coesivos é dada por:

$$\sigma'_{zc,i} = (1 - v_0)(1 + K_a) \left(\frac{QN_\gamma}{\gamma L} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.4)$$

onde v_0 é coeficiente de Poisson no repouso, K_a é empuxo ativo de Rankine, Q é o carregamento estático equivalente do compactador, L é o comprimento do rolo compactador, N_γ é o fator de capacidade de suporte do solo e γ é o peso específico do solo.

O coeficiente de Poisson no repouso (v_0) e o fator de capacidade de suporte do solo (N_γ) são dados por:

$$v_0 = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (2.5)$$

$$N_\gamma = \tan\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right) \left[\tan^4\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right) - 1 \right] \quad (2.6)$$

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

De acordo com MIRMORADI e EHRlich (2018), a tensão vertical máxima induzida pela compactação ($\sigma'_{zc,i}$) por placa pode ser assumida como a pressão de contato na base do equipamento, portanto:

$$\sigma'_{zc,i} = \frac{Q}{L \cdot B} \quad (2.7)$$

onde Q é o carregamento aplicado pelo compactador e L e B são as dimensões de sua base.

O efeito da compactação do solo em aterros estruturados reforçados com geossintético foi considerado nas pesquisas desenvolvidas por DIEGUEZ (2019) e JESUS et al. (2020). Ambas as pesquisas adotaram modelos bidimensionais, representando o estado plano de deformação, e o adensamento do solo mole foi representado através do rebaixamento de uma plataforma móvel instalada entre capitéis adjacentes, liberada ao término do lançamento e compactação de todas as camadas de aterro.

A pesquisa de realizada por DIEGUEZ (2019) adotou um modelo físico de 3,0 m de comprimento por 2,0 m de largura. Os capitéis e o vão livre entre os capitéis foram construídos com 1,0 metro de largura, a altura do aterro também foi de aproximadamente 1,0 m e a rigidez do reforço geossintético foi igual a 2.400 kN/m. A geometria do modelo físico de DIEGUEZ (2019) será apresentada de forma mais detalhada no Capítulo 3. O autor realizou três ensaios, dos quais os ensaios 1 e 3 foram realizados adotando as

mesmas condições e procedimentos, excetuando a compactação, na qual no ensaio 1 foi realizada apenas a compactação por placa vibratória e no ensaio 3, por placa vibratória e compactador à percussão (“sapo”). Durante o ensaio foram monitoradas as tensões totais sobre os capitéis, as trações solicitadas no reforço, o rebaixamento da plataforma e o recalque na superfície do aterro.

DIEGUEZ (2019), observou que no ensaio realizado com compactação pesada, a solicitação no reforço geossintético foi 12% menor no meio do vão entre capitéis e 24% menor próximo a borda do capitel. Em ambos os ensaios, as solicitações de tração se concentraram na região entre os capitéis e, conseqüentemente, as solicitações no meio dos capitéis foram mínimas. O recalque na superfície do aterro foi 23% inferior no ensaio realizado com a compactação pesada.

Em relação a eficiência do arqueamento, DIEGUEZ (2019) observou que bastavam pequenas deformações na massa de solo para ocorrer o arqueamento. Em ambos os ensaios foram observados aumentos rápidos na eficiência do arqueamento nos primeiros instantes do rebaixamento, atingindo valores superiores a 100%, seguidos por decréscimos lentos na eficiência até se tornarem estáveis. O autor menciona que eficiências superiores a 100% não são fisicamente factíveis, indicando uma falta de acurácia no monitoramento das tensões totais sobre os capitéis ou na medida do peso específico do material do aterro. DIEGUEZ (2019) complementa que houve uma elevada assimetria entre os registros das tensões totais nas células instaladas em posições simétricas, próximos às bordas dos capitéis. No ensaio 1, a diferença entre as células foi de 100% no início do rebaixamento da plataforma e de 50% ao aplicar uma sobrecarga de 50 kPa após o término da liberação da plataforma, já no ensaio 3, essa diferença começou em 200% e terminou em 60%.

Na pesquisa realizada por JESUS *et al.* (2020), foi elaborada a modelagem numérica de um aterro estruturado no software PLAXIS 2D 2016. Os capitéis foram modelados com 0,75 m de largura e o vão entre os capitéis com 1,5 m. Foram consideradas 4 alturas para o aterro (1,2 m, 1,5 m, 1,8 m e 2,1 m), duas rigidezes para o reforço (2.500 kN/m e 5.000 kN/m) e a aplicação, ou não, de uma compactação de 120 kPa em cada camada de 0,15 m de aterro, totalizando 16 ensaios. Nessa pesquisa foram avaliadas a tração no reforço geossintético, a deflexão do reforço e o recalque diferencial na superfície do aterro.

Ao comparar os modelos realizados sem compactação e os modelos realizados com compactação, JESUS *et al.* (2020) observaram que a variação na tração no reforço ao adotar a compactação pesada foi inferior a 3% e a variação na deflexão do reforço foi inferior a 2%. Os autores também observaram que em aterros baixos, cuja razão entre a altura do aterro e o vão livre entre capitéis é inferior a 1, a compactação do aterro contribui para a redução do recalque diferencial. Conforme essa razão aumenta, o efeito da compactação no recalque diferencial torna-se mínimo, sendo 5% menor para uma razão de 0,8 e menor que 2% para razões iguais ou superiores a 1,2.

JESUS *et al.* (2020) mencionam que nesse estudo não foram permitidos deslocamentos da plataforma (simulando o adensamento) e a solicitação do reforço antes do término da construção do aterro, diferentemente do que ocorre em condições reais de campo. Os autores acreditam que nesse cenário a influência da compactação seria mais elevada, pois ocorreria o aumento dos parâmetros de resistência do solo e a acomodação do material do aterro sobre os capitéis e o solo mole durante as etapas de construção.

2.5. O uso de múltiplas camadas de reforço

O uso de múltiplas camadas de reforço geossintético para melhorar os resultados do aterro, em termos de recalque diferencial e eficiência no arqueamento, tem sido um assunto bastante questionado pelos estudiosos. A seguir são apresentados os resumos das pesquisas realizadas por SALES (2002), HARTMANN (2012), VAN EEKELEN *et al.* (2012), AL-NADDAF (2017) e GHOSH *et al.* (2017).

SALES (2002) realizou uma série de modelagens numéricas utilizando o programa bidimensional de elementos finitos CRISP92-SC de um aterro estruturado com reforço geossintético, variando o número de camadas de reforço e a relação entre a altura e o espaçamento entre capitéis. SALES (2002) observou a influência do uso de múltiplas camadas de reforço mantendo uma rigidez global constante, por exemplo adotando-se uma única camada com rigidez de 1500kN/m, duas camadas de 750 kN/m e três camadas de 500 kN/m. Essa influência foi analisada no recalque diferencial e na solicitação total de carga no reforço.

SALES (2002) conclui que a altura do arco formado sobre os capitéis reduz com o aumento do número de camadas utilizadas e da rigidez do reforço utilizado. O uso de múltiplas camadas mostrou-se responsável por aumentar a eficiência do arqueamento e por reduzir as tensões no solo mole e o recalque diferencial na superfície do aterro. Entre

os aterros que apresentaram altura inferior à crítica, os resultados mais satisfatórios foram obtidos nos modelos constituídos por duas camadas de reforço. O autor acredita que isso ocorre devido à não formação de arcos completos a partir da terceira camada de reforço e à redução da massa de solo sobre as camadas de reforço adicionais, diminuindo sua influência no desempenho global. Observou-se também que ao utilizar duas camadas de reforço a solicitação de carga total nos reforços, ou seja, o somatório da tração nas duas camadas, é superior a solicitação no modelo com apenas uma camada.

HARTMANN (2012) realizou modelagem física em escala reduzida na centrífuga de braço do IFSTTAR, em Nantes, na França. Em sua pesquisa, as estacas são representadas por inclusões metálicas de seções circulares e o solo mole por um platô móvel, que se descola para baixo simulando o recalque do solo. As forças sobre as inclusões metálicas foram medidas por células de carga e os deslocamentos no topo do aterro através de transdutores de deslocamento. O reforço geossintético foi posicionado em uma ou duas camadas. No caso de uma camada única de reforço, o mesmo era instalado imediatamente acima do platô móvel. No caso de duas camadas, um espaçamento de 10 mm entre as camadas era preenchido com o solo do aterro, essa distância representa um espaçamento protótipo de 20 cm.

HARTMANN (2012) verificou que o ganho na eficiência do arqueamento ao utilizar duas camadas de reforço geossintético foi em média 4%, limitando-se a 9%. No entanto, para os aterros mais baixos, com 35 e 50 mm (representando alturas de 70 e 100 cm no protótipo), esse ganho de eficiência só passou a ser observado após o deslocamento do platô normalizado pelo diâmetro da estaca atingir aproximadamente 0,30. Em relação ao recalque diferencial, o autor observou que, apesar da variação entre os resultados obtidos serem erráticos, ocorreu um aumento no recalque diferencial ao aumentar o número de geossintéticos.

VAN EEKELEN *et al.* (2012a) realizou uma série de ensaios em um modelo físico tridimensional em escala reduzida em uma caixa com a base quadrada com largura de 1,10 m. Sobre a base dessa caixa foram dispostas quatro estacas metálicas com 0,10 m de diâmetro envoltas por espuma embebida em água, que representava o solo mole. Uma torneira permitia a drenagem da espuma, simulando o adensamento do solo mole. De forma a verificar o efeito do emprego de uma ou duas camadas de geossintético, para uma mesma rigidez global do conjunto, os autores realizaram inicialmente um ensaio com uma “única camada” de reforço constituída de duas imediatamente sobrepostas. Já no ensaio

de “duas camadas”, uma camada de areia de 0,05 m (em escala reduzida) foi lançada entre os dois reforços. Para monitoramento dos carregamentos sobre as estacas, da deflexão vertical e da deformação do geossintético, o modelo contou com células de pressão total, medidores de deslocamento vertical e *strain gauges*, respectivamente.

Comparando os carregamentos suportados pelas estacas devido ao arqueamento, VAN EEKELEN *et al.* (2012a) concluem que ao realizar o ensaio com duas camadas de geossintético, o arqueamento se desenvolveu mais lentamente, porém de forma mais estável. Ao final do ensaio, a eficiência no arqueamento do ensaio composto por duas camadas de reforço é cerca de 6% superior. Analisando a deflexão do reforço, os autores observaram que o ensaio realizado com uma camada de geossintético apresentou uma deflexão cerca de 15% inferior a observada no ensaio realizado com duas camadas. Os autores também verificaram que a deformação do geossintético segue a mesma tendência em ambas as camadas de reforço, entretanto, a deformação da camada superior se apresentou menor.

AL-NADDAF (2017) realizou uma série de 12 ensaios de modelagens físicas de aterros estruturados com reforço geossintético em escala próxima a real, utilizando o sistema de rebaixamento de plataforma proposto por TERZAGHI (1936) na condição plana de deformações. Em seus ensaios foram adotados entre zero e duas camadas de reforço geossintético. Os ensaios realizados por AL-NADDAF (2017) tiveram como objetivo observar a deterioração do arqueamento, definido pelo autor como o instante no rebaixamento da plataforma em que a tensão sobre o capitel começa a reduzir. Portanto, o rebaixamento da plataforma foi limitado a 15 mm, o que impossibilitou de obter a deflexão máxima do reforço. Ao comparar os ensaios realizados com uma e duas camadas de reforço, o autor observou que o uso da segunda camada de reforço aumentou a eficiência do arqueamento e reduziu a altura em que o recalque diferencial deixava de ser observado, em cerca de 10%.

Analisando as deformações dos reforços, AL-NADDAF (2017) observou que a camada inferior do reforço apresentou a deformação máxima no meio da plataforma, já na segunda camadas as deformações máximas ocorram nas bordas dos capitéis. No entanto, a deformação máxima na camada inferior foi 30% maior do que na camada superior. De acordo com o autor, esse comportamento do reforço sugere que o conjunto formado pelas duas camadas de reforço e pelo solo entre elas funciona como uma viga rígida. Para representar o término da construção do aterro estruturado e o início do tráfego

de uma rodovia, o autor aplicou uma sobrecarga de 80kPa na superfície do aterro sobre a projeção da plataforma móvel após o arqueamento e foi observado uma redução no recalque na superfície do aterro de 23% ao utilizar duas camadas de reforço ao invés de uma única.

GHOSH *et al.* (2017) analisam o uso de duas camadas de geossintético através de um modelo analítico, no qual o sistema formado pelas duas camadas de geossintético e solo granular (plataforma de transferência de carga) é considerado como uma viga de TIMOSHENKO (1921). Nesse sistema, o recalque da plataforma pode ocorrer de forma similar ao mecanismo de flexão e cisalhamento de uma viga de concreto armado. De acordo com SHUKLA e YIN (2003), é mais apropriado considerar o sistema como uma viga de TIMOSHENKO (1921) no caso de plataformas de transferência de carga com material granular compactado, denso a muito denso (densidade relativa acima de 65%).

GHOSH *et al.* (2017) compararam o sistema formado por duas camadas de reforço, posicionando as duas camadas a um terço e dois terços da altura do aterro, e um sistema contendo apenas uma camada de reforço, posicionada a meia altura do aterro. A rigidez global do conjunto foi mantida constante em ambos os cenários e uma sobrecarga de 200 kPa foi aplicada aos sistemas. Foi observado que a deflexão máxima foi menor no sistema formado por 2 camadas. O reforço geossintético superior foi mais solicitado na posição acima da estaca, já no reforço inferior, a posição mais solicitada foi o meio do vão.

2.6. Modelagem física em aterros estruturados

Modelagens físicas de aterros estruturados são amplamente utilizadas para verificar o efeito do adensamento do solo mole de fundação na estrutura do aterro. Mede-se, por exemplo, a eficiência do efeito do arqueamento na transferência de cargas do aterro para as estacas, o recalque diferencial na superfície do aterro, a deflexão do reforço geossintético e a tração no reforço.

De modo geral, as pesquisas executadas em modelos físicos, incluindo a presente pesquisa, dão ênfase as análises no trecho do aterro submetido apenas a carregamentos verticais, localizado na região central do aterro. Os trechos do aterro localizados próximos às suas extremidades são susceptíveis também a carregamentos horizontais

As modelagens físicas de aterros estruturados em laboratório podem ser executadas em escala reduzida ou real, em modelos 1g convencionais ou centrífugos, em

condições bidimensionais ou tridimensionais. As diferentes metodologias utilizadas apresentam vantagens e desvantagens distintas. As modelagens centrífugas, por exemplo, permitem a representação de grupos amplos de estacas, inclusive em 3D, porém esses modelos são susceptíveis a fatores de escala e exigem ajustes dimensionais para compatibilização com o protótipo. Por outro lado, modelos em escalas próximas a real permitem intensificar a instrumentação e fazer uma análise mais detalhada do sistema, porém demandam laboratórios amplos e grandes volumes de aterro, além da dificuldade em representar um grupo amplo de estacas.

Os modelos bidimensionais de aterro estruturado com reforço geossintético geralmente representam capiteis adjacentes e vãos livres entre eles, apresentando similaridade com vigas de cobertura e representando o estado plano de deformação. Entre os ensaios nessa configuração, pode-se mencionar LOW *et al.* (1994), HORGAN e SARSBY (2002), CHEN *et al.* (2008), ZHU *et al.* (2012), AL-NADDAF (2017) e DIEGUEZ (2019). Sendo que os experimentos realizados por AL-NADDAF (2017) além de adotar uma camada de reforço como os demais autores, também adotou duas camadas de reforço.

Entre os modelos bidimensionais mencionados, o material utilizado para os aterros foi a areia, entretanto, HORGAN e SARSBY (2002) considerou uma camada adicional de 10 mm de brita abaixo do aterro. Para simular o adensamento do subsolo nos experimentos, a maioria dos autores consideraram o rebaixamento de plataformas rígidas, conforme idealizado por TERZAGHI (1936) ao adotar um alçapão móvel. No entanto, LOW *et al.* (1994) simulou o adensamento do subsolo através de uma espuma de borracha densa, com peso específico de 40 kN/m^3 , e CHEN *et al.* (2008) simulou o adensamento através de bolsas de água com liberação do fluxo de água de forma controlada.

Em relação aos experimentos realizados em modelos tridimensionais de aterro estruturado com reforço geossintético, encontram-se os estudos realizados por DEMERDASH (1996), ZAESKE (2001), HEITZ *et al.* (2006), MCGUIRE (2011), VAN EEKELEN (2012a) e PINTO (2013). Além desses estudos, HARTMANN (2012), BLANC *et al.* (2013) e FAGUNDES (2016) realizaram modelagens tridimensional em centrífuga. Destaca-se que as pesquisas realizadas por MCGUIRE (2011), VAN EEKELEN (2012a) e HARTMANN (2012) também realizaram análises adotando uma segunda camada de reforço.

Entre os modelos tridimensionais mencionados, o material utilizado para os aterros foi a areia, entretanto, PINTO (2013) considerou uma camada de solo granular graúdo abaixo do aterro. Para simular o adensamento do subsolo nos experimentos, DEMERDASH (1996), HARTMANN (2012), BLANC *et al.* (2013), FAGUNDES (2016) consideraram o rebaixamento de plataformas rígidas. MCGUIRE (2011), por outro lado, considerou que o subsolo se mantinha estacionário e as estacas subiam. ZAESKE (2001) e HEITZ *et al.* (2006) realizaram o rebaixamento utilizando solo mole, PINTO (2013) utilizando um solo compressível composto por areia e esferas de poliestireno (isopor) e VAN EEKELEN (2012) adotou uma camada de espuma.

Ao analisar as modelagens físicas apresentadas nos parágrafos anteriores, observa-se que de modo geral os estudos possuem instrumentos para monitoramento das cargas aplicadas sobre os capitéis, do recalque diferencial na superfície do aterro e da deflexão do reforço geossintético, principalmente no caso de modelos realizados em escala reduzida. Apenas os modelos físicos realizados por ZAESKE (2001), HEITZ *et al.* (2006), VAN EEKELEN (2012), ZHU *et al.* (2012), AL-NADDAF (2017) e DIEGUEZ (2019) possuíam instrumentos para monitoramento das solicitações no reforço.

2.7. Métodos de dimensionamento

Diversos métodos para o dimensionamento de aterros estruturados com reforço geossintético encontram-se disponíveis na literatura. Observa-se que os métodos de dimensionamento consideram diferentes formatos para a superfície do arqueamento no aterro, dentre eles, os planos verticais de cisalhamento, os domos hemisféricos e as cunhas triangulares (HAN, 2015).

No modelo formado por planos verticais de cisalhamento (Figura 2.3.a), proposto por TERZAGHI (1943), é desenvolvida uma resistência ao cisalhamento ao longo do plano vertical do aterro sobre a interseção entre o suporte estacionário e o móvel. MCKELVEY (1994) propôs uma extensão ao Método de TERZAGHI (1943), assumindo a existência de um plano cujo recalque diferencial é nulo e considerando o efeito membrana. RUSSEL e PIERPOINT (1997) fez modificações no Método de TERZAGHI (1943) para considerar o formato tridimensional da massa de solo suportada pelo reforço geossintético entre estacas.

A Fórmula de MARSTON (JOHN, 1987), presente na Norma Britânica BS8006 (2010), também considera planos verticais de cisalhamento, porém essa formulação foi

inicialmente elaborada para solução de dimensionamento de tubulações rígidas enterradas. Outro método que se baseia na formação de planos verticais de cisalhamento é o Método de EHRLICH (2001, *apud* SALES, 2002), que consiste em um método de equilíbrio limite bidimensional e considera o uso de reforço geossintético.

De acordo com VAN EEKELEN (2015), os métodos baseados em planos verticais de cisalhamento não são amplamente utilizados na Europa. A autora acredita que a dificuldade no uso desses métodos é pautada na dependência que possuem no valor de K_0 (razão entre a tensão horizontal e vertical), que são difíceis de obter de forma acurada.

O modelo em que o arqueamento é representado por domos hemisféricos (Figura 2.3.b) foi proposto por HEWLETT e RANDOLPH (1988) e considera a formação de um domo único de espessura fixa entre estacas. Baseia-se na teoria do equilíbrio limite e quantifica o arqueamento através do conceito de eficiência do arqueamento, entretanto, não considerava o reforço geossintético. Esse método é apresentado na BS8006 (2010) como um método de dimensionamento alternativo.

O Método de ZAESKE (2001), também descrito em KEMPFERT *et al.* (2004), introduziu o conceito da formação do arqueamento através de múltiplos domos hemisféricos não concêntricos e considerou a reação do subsolo nos cálculos. Seu método foi validado através de experimentos de campo e laboratório e é indicado na recomendação Alemã EBGeo (2011). VAN EEKELEN *et al.* (2013) propôs modificações aos Métodos de HEWLETT e RANDOLPH (1988) e ZAESKE (2001), revisando o modo de transferência do carregamento, partindo de esferas concêntricas tridimensionais para arcos bidimensionais, e substituindo o carregamento distribuído sobre o reforço geossintético de triangular (ZAESKE, 2001) para triangular invertido, conforme observado experimentalmente em VAN EEKELEN *et al.* (2012b). O método de VAN EEKELEN *et al.* (2013) é sugerido na recomendação Holandesa CUR226 (2015).

Por fim, o arqueamento formado por cunhas triangulares (Figura 2.3.c) foi adotado nos Métodos de CARLSSON (1987), MIKI (1997), ROGBECK *et al.* (1998), SVANØ *et al.* (2000) e COLLIN (2004). Nesses métodos o formato do arqueamento é fixo e consiste em triângulos bidimensionais ou tridimensionais. Considera-se que a massa de solo contida na cunha triangular é suportada pelo reforço geossintético e o restante do carregamento, incluindo sobrecargas, é transferido integralmente para as estacas. VAN

EEKELEN (2015) comenta que esses métodos são pouco utilizados pois não consideram os parâmetros de resistência do solo, como o ângulo de atrito, nos cálculos de dimensionamento.

Nos subitens subsequentes serão detalhados os métodos de dimensionamento de aterros estruturados com reforço geossintético propostos por: HEWLETT e RANDOLPH (1988), sugerido como método alternativo de dimensionamento da Norma Britânica BS8006 (2010); ZAESKE (2001), indicado na recomendação Alemã EBGeo (2011); VAN EEKELEN et al. (2013), indicado na recomendação Holandesa CUR226 (2015); e EHRLICH (2001, *apud* SALES, 2002), que consiste em um método brasileiro de dimensionamento de aterros estruturados reforçado com geossintético.

2.7.1. BS8006 (2010) E O MÉTODO DE HEWLETT e RANDOLPH (1988)

A Norma Britânica BS8006 (2010) apresenta o Método de HEWLETT e RANDOLPH (1988) como um método alternativo para o dimensionamento de aterros estruturados. Esse método se baseia na teoria do equilíbrio limite e considera domos hemisféricas com arcos únicos, que transferem parte do carregamento do aterro diretamente para as estacas.

A hipótese básica do método é que a maior parcela do carregamento do aterro é transferida diretamente às estacas por arqueamento e a parcela remanescente é suportada pelo reforço geossintético através do efeito membrana. Portanto, considera-se que o solo mole não apresenta nenhum suporte para o aterro. Essa suposição é adotada de forma conservadora e se baseia na hipótese de que alterações nas condições de tensão efetiva no solo mole à longo prazo podem causar a perda do contato entre o aterro e o solo mole. Como, por exemplo, variações no nível de água no subsolo e o adensamento do subsolo provocado pelo carregamento do aterro de conquista.

O sistema de domos apresenta duas posições críticas de ruptura, localizadas na coroa do arco e acima do capitel (Figura 2.8). A eficiência do arqueamento no aterro (E) é governada pela posição que fornece o menor valor de eficiência entre a coroa (E_{coroa}) e o capitel (E_{cap}). Em aterros baixos, a ruptura tende a ocorrer na coroa do arco, já no caso de aterros mais elevados, a ruptura tende a ocorrer acima do capitel.

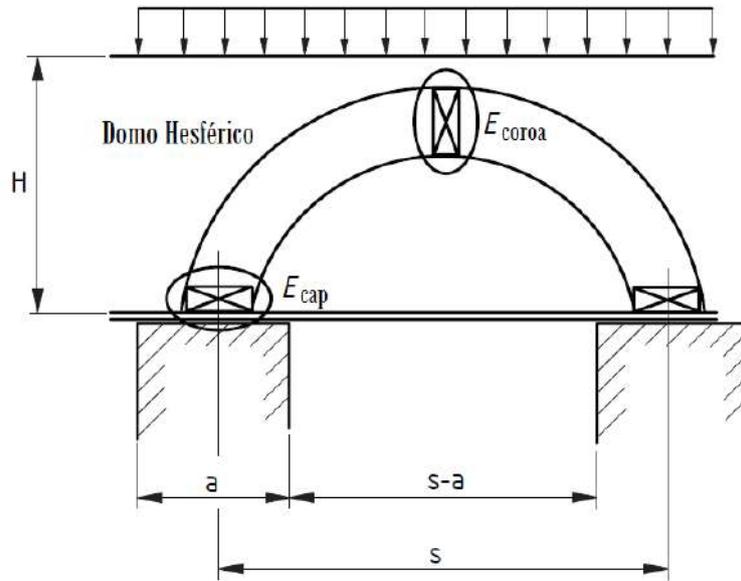


Figura 2.8 – Posições críticas de ruptura nos domos (BS8006, 2010).

onde:

s é o espaçamento eixo a eixo entre capitéis adjacentes;

γ é o peso específico do material do aterro;

H é a altura do aterro;

a é a largura do capitel.

A eficiência do arqueamento considerando a ruptura na coroa do arco (E_{coroa}) é calculada através da seguinte Equação (2.8), apresentada na BS8006 (2010):

$$E_{coroa} = 1 - \left[1 - \left(\frac{a}{s} \right)^2 \right] (A - AB + C) \quad (2.8)$$

sendo A, B e C coeficientes calculados através das seguintes equações:

$$A = \left[1 - \frac{a}{s} \right]^{2(k_p - 1)} \quad (2.9)$$

$$B = \frac{s}{\sqrt{2}H} \left(\frac{2K_p - 2}{2K_p - 3} \right) \quad (2.10)$$

$$C = \frac{s - a}{\sqrt{2}H} \left(\frac{2K_p - 2}{2K_p - 3} \right) \quad (2.11)$$

onde K_p é o empuxo passivo, obtido através da Equação (2.12):

$$K_p = \frac{1 + \sin(\varphi'_p)}{1 - \sin(\varphi'_p)} \quad (2.12)$$

Já a eficiência do arqueamento acima do capitel (E_{cap}) é determinada através da equação:

$$E_{cap} = \frac{\beta}{1 + \beta} \quad (2.13)$$

onde:

$$\beta = \frac{2K_p}{(K_p + 1)\left(1 + \frac{a}{s}\right)} \left[\left(1 - \frac{a}{s}\right)^{-K_p} - \left(1 + K_p \frac{a}{s}\right) \right] \quad (2.14)$$

O valor mínimo da eficiência (E_{min}), obtido entre E_{coroa} e E_{cap} , deve ser aplicado na Equação (2.15) para determinar o carregamento uniformemente distribuída (W_T) suportada pelo reforço no trecho entre capiteis adjacentes:

$$W_T = \frac{s(\gamma H + w_s)}{s^2 - a^2} (1 - E_{min}) s^2 \quad (2.15)$$

onde w_s é a sobrecarga aplicada no topo do aterro.

A Norma BS8006 (2010) define que o reforço deve ser dimensionado para suportar pelo menos 15% do carregamento do aterro. Portanto, o carregamento uniformemente distribuído mínimo sobre o reforço (W_{Tmin}) é dado por:

$$W_{Tmin} = 0,15s(\gamma H + w_s) \quad (2.16)$$

A partir do carregamento uniformemente distribuído sobre o reforço, calcula-se a tração (T) que atua no geossintético, através da equação:

$$T = \frac{W_T(s - a)}{2a} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} \quad (2.17)$$

onde ε é a deformação do reforço geossintético.

A tração (T) e a rigidez do reforço (J) são relacionadas através da equação linear elástica:

$$T = J\varepsilon \quad (2.18)$$

Como as Equações (2.17) e (2.18) estão em função da tração (T) e da deformação (ϵ), seus valores devem ser obtidos iterativamente utilizando essas duas equações.

A deflexão máxima (y) no meio do vão entre dois capitéis adjacentes é calculada através da equação descrita por GIROUD (1995).

$$y = (s - a) \sqrt{\frac{3\epsilon}{8}} \quad (2.19)$$

A Norma BS8006 (2010) menciona em aterros estruturados baixos, em que a altura do aterro é inferior a 70% do vão entre capitéis adjacentes ($H < 0,7(s-a)$), a formação do arqueamento é incompleta. Portanto, nessas estruturas, recalques diferenciais na superfície do aterro são esperáveis.

2.7.2. EBGeo (2011) E O MÉTODO DE ZAESKE (2001)

A recomendação Alemã EBGeo (2011) baseia-se no Método de ZAESKE (2001). Nesse método o arqueamento é formado por múltiplos domos hemisféricos não concêntricos, no qual a altura do arco superior consiste na metade da distância entre eixos de estacas adjacentes ($s_d/2$) e o arco inferior tangencia o solo mole, conforme Figura 2.9.

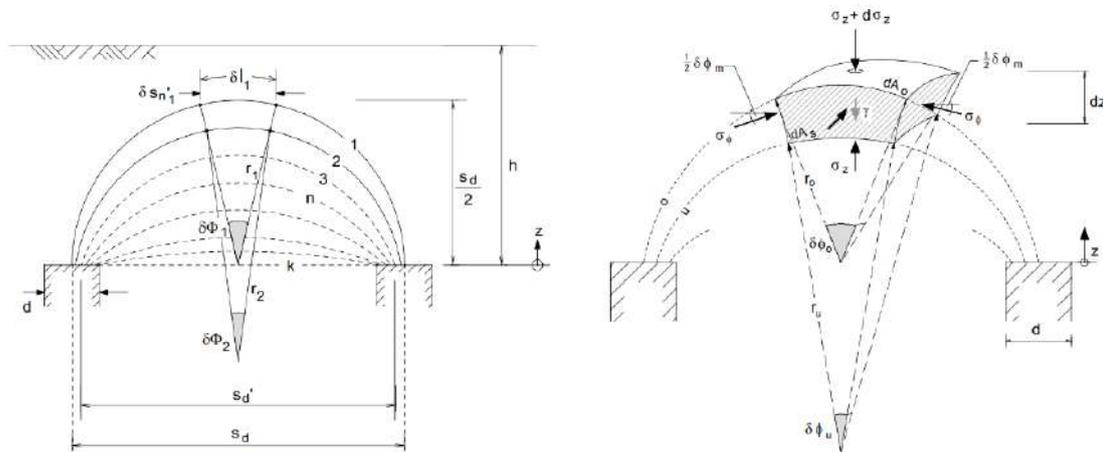


Figura 2.9 – Modelo de múltiplos arcos não concêntricos (ZAESKE, 2001).

A recomendação sugere que a geometria do aterro apresente $h/(s-d) \geq 0,8$, onde h é a altura do aterro, s é o espaçamento entre eixos de estacas diagonais para malha quadrada e o espaçamento entre eixos adjacentes para vigas de cobertura e d é o diâmetro das estacas. No caso de capitéis quadrados, deve-se utilizar o diâmetro equivalente (d_{Eq}), calculado através da equação:

$$d = d_{Eq} = \sqrt{\frac{4A_s}{\pi}} \quad (2.20)$$

onde A_s é a área do capitel, obtida conforme a Figura 2.10.

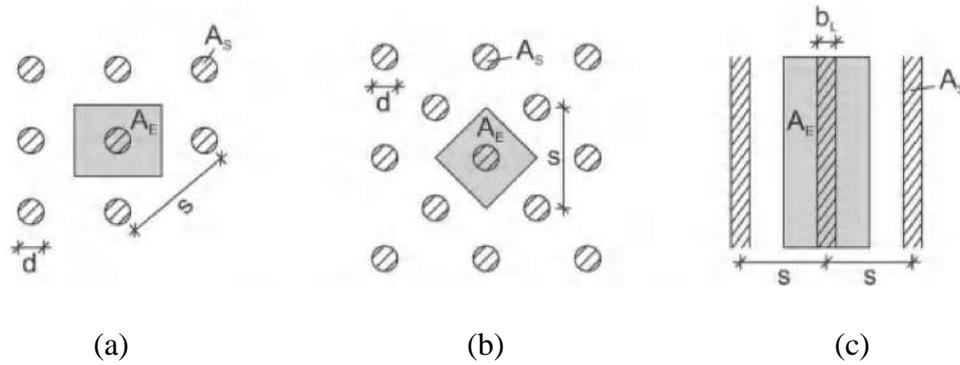


Figura 2.10 – Área do capitel (A_s) e área efetiva do capitel (A_E) para: (a) malha retangular; (b) malha triangular; e (c) viga de cobertura (EBGEO, 2011).

A eficiência do arqueamento (E_L), que consiste na razão entre o carregamento transferido diretamente para as estacas através do fenômeno do arqueamento e o carregamento geostático é calculado utilizando-se a Equação (2.21).

$$E_L = \frac{\sigma_{zs,k} A_s}{(\gamma \cdot h + p) A_E} \quad (2.21)$$

onde:

$\sigma_{zs,k}$ é a tensão normal sobre os capitéis;

A_s é a área do capitel;

γ é o peso específico característico do aterro;

h é a altura do aterro;

p é a sobrecarga aplicada sobre o aterro;

A_E é a área efetiva do capitel.

O cálculo da tensão vertical sobre os capitéis ($\sigma_{zs,k}$), bem como a tensão vertical sobre a camada de reforço ($\sigma_{zo,k}$), são feitos inicialmente desconsiderando o reforço de geossintético.

A tensão vertical sobre os capitéis ($\sigma_{zs,k}$) é admitida como uniformemente distribuída e seu cálculo é realizado a partir da equação:

$$\sigma_{zs,k} = [(\gamma \cdot h + p) - \sigma_{zo,k}] \frac{A_E}{A_S} + \sigma_{zo,k} \quad (2.22)$$

onde $\sigma_{zo,k}$ é a tensão vertical sobre a camada de reforço, calculada por:

$$\sigma_{zo,k} = \lambda_1^x \left(\gamma + \frac{p}{h} \right) \left\{ h(\lambda_1 + h_g^2 \cdot \lambda_2)^{-x} + h_g \left[\left(\lambda_1 + \frac{h_g^2 \cdot \lambda_2}{4} \right)^{-x} - (\lambda_1 + h_g^2 \cdot \lambda_2)^{-x} \right] \right\} \quad (2.23)$$

onde h_g é a altura do arco, sendo:

$$h_g = s/2 \text{ para } h > s/2 \quad (2.24)$$

$$h_g = h \text{ para } h < s/2$$

e λ_1 , λ_2 e χ são parâmetros calculados, respectivamente, pelas equações:

$$\lambda_1 = \frac{1}{8} (s - d)^2 \quad (2.25)$$

$$\lambda_2 = \frac{s^2 + 2d \cdot s - d^2}{2 \cdot s^2} \quad (2.26)$$

$$x = \frac{d(K_{crit} - 1)}{\lambda_2 \cdot s} \quad (2.27)$$

onde o K_{crit} é calculado pela equação:

$$K_{crit} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (2.28)$$

A força resultante no reforço geossintético é calculada através da multiplicação da área entre capitéis adjacentes (A_L) e a tensão normal aplicada no solo na região entre capitéis ($\sigma_{zo,k}$). Esse cálculo é realizado para as direções x e y pelas Equações (2.72) e (2.73), respectivamente.

$$F_{x,k} = A_{Lx} \cdot \sigma_{zo,k} \quad (2.29)$$

$$F_{y,k} = A_{Ly} \cdot \sigma_{zo,k} \quad (2.30)$$

A área entre capitéis adjacentes (A_L) é apresentada na Figura 2.11. No caso de capitéis quadrados ou circulares, a área de cobertura é calculada utilizando-se as Equações

(2.31) e (2.32). Já no caso de vigas de cobertura, o cálculo de A_L é realizado considerando a área entre capitéis em uma largura de 1 m.

$$A_{Lx} = \frac{1}{2}(s_x \cdot s_y) - \frac{d^2}{2} \cdot \text{atn}\left(\frac{s_y}{s_x}\right) \cdot \frac{\pi}{180} \quad (2.31)$$

$$A_{Ly} = \frac{1}{2}(s_x \cdot s_y) - \frac{d^2}{2} \cdot \text{atn}\left(\frac{s_x}{s_y}\right) \cdot \frac{\pi}{180} \quad (2.32)$$

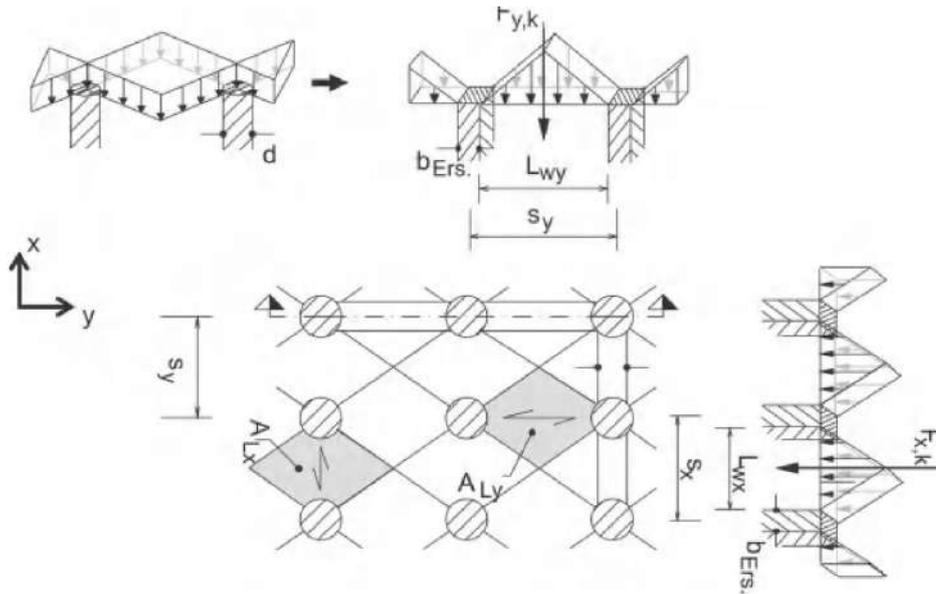


Figura 2.11 – Força resultante aplicada sobre o reforço de geossintético (EBGEO, 2011).

Tendo posse da força resultante no reforço de geossintético, a partir das equações (2.29) e (2.30), e do módulo de rigidez do reforço (J_k), obtém-se a deformação máxima no geossintético (ϵ) utilizando as isócronas apresentadas na Figura 2.12. Uma vez que a rigidez depende do carregamento e é aliviada com o tempo devido a fluência do material, as isócronas relacionam a força aplicada, o tempo e a deformação.

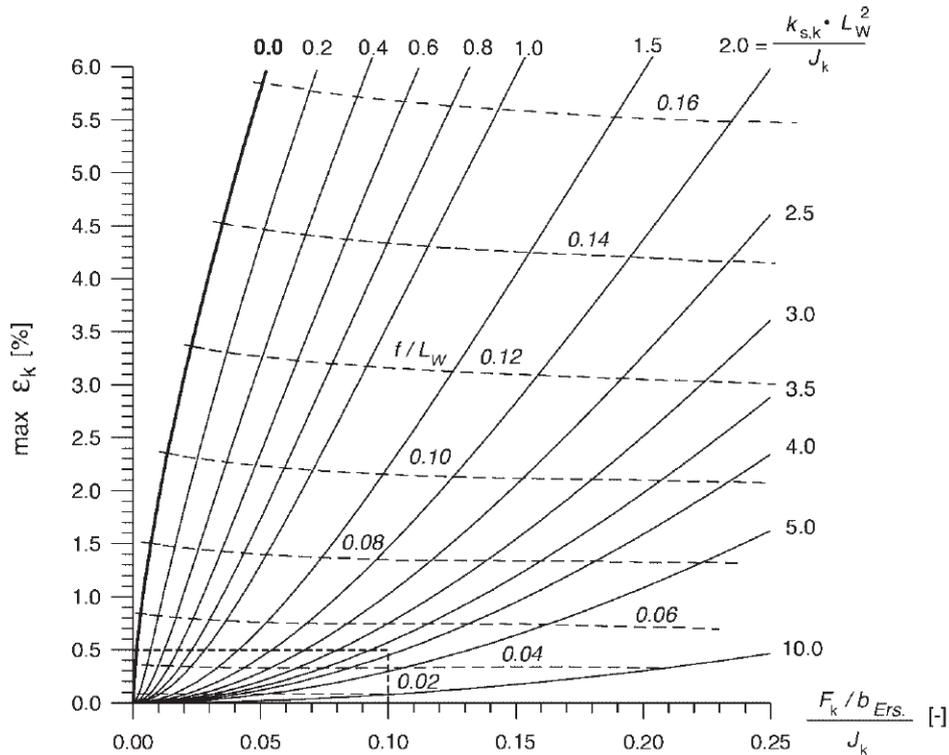


Figura 2.12 – Ábaco para determinação da deformação máxima do reforço (EBGEO, 2011).

A largura L_w consiste na distância entre capitéis, vide Figura 2.11. No caso de capitéis circulares, deve-se adotar um capitel com largura equivalente (b_{Eq}), conforme a equação (2.33). Já no caso de vigas de cobertura, a largura equivalente adotada é igual a 1 metro. O módulo da reação do solo mole ($k_{s,k}$) é considerado zero na situação mais conservadora, ou seja, quando não há contato entre o solo mole e o reforço de geossintético.

$$b_{Eq} = \frac{d}{2} \cdot \sqrt{\pi} \quad (2.33)$$

Por fim, adotando-se a Equação (2.34) que relaciona a deformação média e a rigidez do reforço de geossintético, obtém-se a tração (T) no reforço.

$$T = \epsilon \cdot J_k \quad (2.34)$$

2.7.3. CUR 226 (2015) E O MÉTODO DE VAN EEKELEN (2013)

O Método de VAN EEKELEN (2013), sugerido pela recomendação Holandesa CUR 226 (2015), consiste em um método de equilíbrio limite baseado no princípio de arcos concêntricos. Esse método é uma extensão dos métodos de HEWLETT e RANDOLPH (1988) e ZAESKE (2001). A autora apresenta resultados representativos

mesmo em aterros baixos e salienta a dependência da altura do aterro e do seu ângulo de atrito no arqueamento do solo.

VAN EEKELEN (2013) divide o dimensionamento de aterros estruturados em duas etapas. Na Etapa 1, calcula-se o arqueamento, dividindo-o em três partes: arqueamento direto (Parte A), que corresponde as tensões transferidas diretamente para as estacas; tensões transferidas para as estacas através do reforço geossintético (Parte B); e tensões suportadas pelo solo mole (Parte C). Na Etapa 2 do dimensionamento, obtém-se a solicitação de tração e a deflexão do reforço de geossintético.

2.7.3.1. Etapa 1 – Cálculo do arqueamento:

Para o cálculo da Etapa 1, VAN EEKELEN (2015) assume que na região quadrática entre quatro estacas são formadas esferas concêntricas em 3D (Figura 2.13.b). Essas esferas transferem o carregamento do aterro em direção às regiões entre capitéis adjacentes, formando arcos concêntricos em 2D, que por sua vez, transferem o carregamento em direção aos capitéis (Figura 2.13.c). A parte do carregamento transferida diretamente para os capitéis consiste no arqueamento direto e representa a Parte A (Figura 2.13.a).

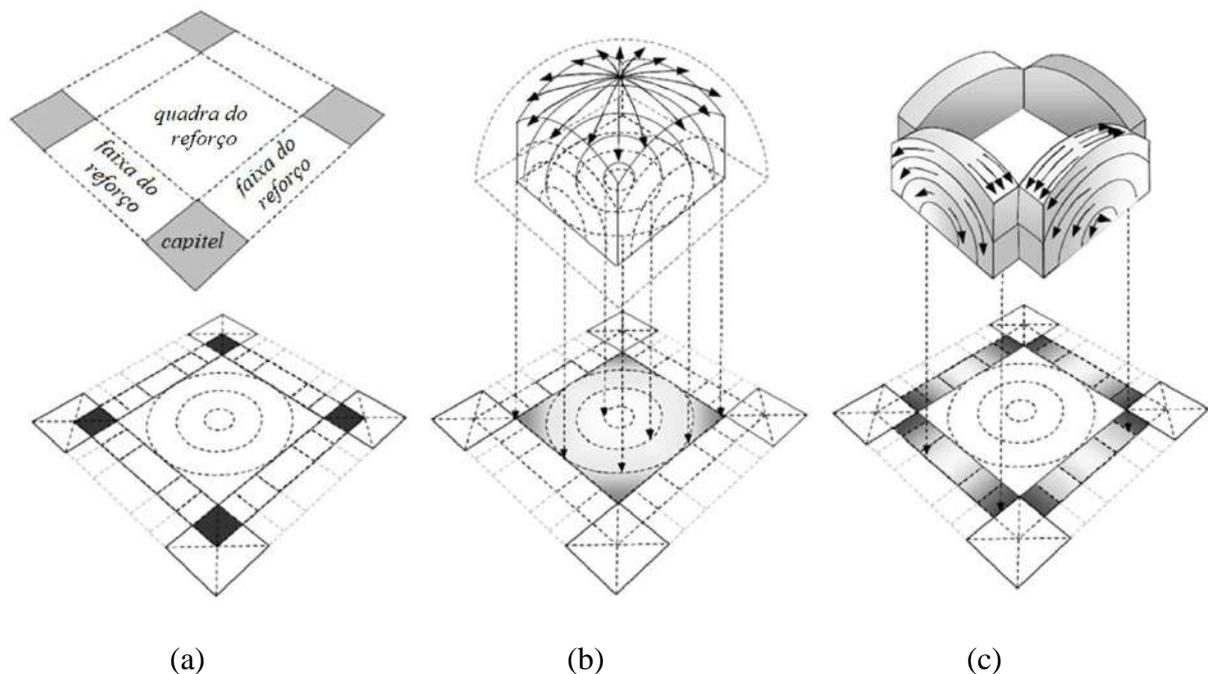


Figura 2.13 – Proposta de arcos concêntricos: (a) parte do carregamento aplicada diretamente sobre os capitéis; (b) parte do carregamento aplicada sobre a quadra do reforço; (c) parte do carregamento aplicado sobre a faixa do reforço (VAN EEKELEN, 2013).

Para o cálculo das tensões nos arcos concêntricos em 2D é considerado o equilíbrio radial em um elemento localizado na coroa do arco. É assumido que o estado limite de equilíbrio ocorre em todo o arco, resultando em uma tensão tangencial $\sigma_\theta = K_p \cdot \sigma_{rad}$. A tensão tangencial nos arcos concêntricos em 2D é obtida a partir da equação:

$$\sigma_\theta = P_{x2D} \cdot r^{K_p-1} + Q_{2D} \cdot r \quad (2.35)$$

onde:

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad (2.36)$$

$$P_{x2D} = K_p \cdot H_{xg2D}^{1-K_p} \cdot \left[\gamma H + p - \gamma H_{xg2D} \frac{(K_p - 1)}{(K_p - 2)} \right] \quad (2.37)$$

$$Q_{2D} = K_p \cdot \frac{\gamma}{K_p - 2} \quad (2.38)$$

onde r é a notação para raio dos arcos bidimensionais, γ é o peso específico do aterro, H é a altura do aterro, p é a sobrecarga uniformemente distribuída sobre o aterro e H_{g2D} é a altura do maior arco concêntrico, dada por:

$$H_{g2D} = \frac{s_x}{2} \quad \text{para} \quad H \geq \frac{s_x}{2} \quad (\text{Arqueamento completo}) \quad (2.39)$$

$$H_{g2D} = H \quad \text{para} \quad H < \frac{s_x}{2} \quad (\text{Arqueamento parcial})$$

A tensão tangencial nos arcos concêntricos em 3D é obtida a partir da equação:

$$\sigma_\theta = \left(\frac{\gamma(H - z) + p}{\gamma(H - z)} \right) (P_{3D} \cdot R^{2(K_p-1)} + Q_{3D} \cdot R) \quad (2.40)$$

onde R é a notação para raio das esferas tridimensionais, z é a distância vertical entre o ponto considerado e o reforço e P_{3D} e Q_{3D} são dados por:

$$P_{3D} = \gamma \cdot K_p \cdot H_{g3D}^{(2-2K_p)} \cdot \left[H - H_{g3D} \frac{(2K_p - 2)}{(2K_p - 3)} \right] \quad (2.41)$$

$$Q_{3D} = K_p \cdot \frac{\gamma}{2K_p - 3} \quad (2.42)$$

sendo a altura da maior esfera concêntrica (H_{g3D}) dada por:

$$H_{g3D} = \frac{s_d}{2} \quad \text{para} \quad H \geq \frac{s_d}{2} \quad (\text{Arqueamento completo}) \quad (2.43)$$

$$H_{g3D} = H \quad \text{para} \quad H < \frac{s_d}{2} \quad (\text{Arqueamento parcial})$$

O carregamento vertical na quadra do reforço ($F_{GR\text{quadra}}$), em kN/estaca, é obtido através da equação:

$$F_{GR\text{quadrado}} = \left(\frac{\gamma H + p}{\gamma H} \right) \cdot (F_{GRqd1(p=0)} + F_{GRqd2(p=0)} + F_{GRqd3(p=0)}) \quad (2.44)$$

onde:

$$F_{GRqd1(p=0)} = \frac{\pi P_{3D}}{K_p} \left(\frac{L_{x3D}}{2} \right)^{2K_p} + \frac{2}{3} \pi Q_{3D} \cdot \left(\frac{L_{x3D}}{2} \right)^3 \quad (2.45)$$

$$F_{GRqd2(p=0)} = {}_1F_{GRqd2} + {}_2F_{GRqd2} + {}_3F_{GRqd2} + {}_4F_{GRqd2} \quad (2.46)$$

sendo:

$${}_1F_{GRqd2} = \frac{2\pi P_{3D}}{2K_p} (2^{K_p} - 1) \left(\frac{L_{x3D}}{2} \right)^{2K_p} \quad (2.47)$$

$${}_2F_{GRqd2} = \frac{2\pi Q_{3D}}{3} (\sqrt{2^3} - 1) \left(\frac{L_{x3D}}{2} \right)^3 \quad (2.48)$$

$${}_3F_{GRqd2} = \frac{P_{3D} \cdot 2^{2-2K_p} \cdot L_{x3D}^{2K_p}}{K_p} \left(-\frac{\pi}{2^{2-K_p}} + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{2n+1} \binom{K_p-1}{n} \right) \quad (2.49)$$

$${}_4F_{GRqd2} = \frac{1}{6} Q_{3D} L_{x3D}^3 \cdot (\sqrt{2}(1 - \pi) + \ln(1 + \sqrt{2})) \quad (2.50)$$

A largura do quadrado sobre o qual um domo esférico atua (L_{x3D}) é:

$$L_{x3D} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(s_x - a)^2 + (s_y - a)^2} \quad \text{para} \quad H \geq \frac{1}{2} \sqrt{(s_x - a)^2 + (s_y - a)^2} \quad (2.51)$$

$$L_{x3D} = \sqrt{2} \cdot H_{g3D} \quad \text{para} \quad H < \frac{1}{2} \sqrt{(s_x - a)^2 + (s_y - a)^2}$$

O cálculo de F_{GRqd3} é dado por:

$$F_{GRqd3(p=0)} = \gamma H \cdot \left((s_x - a) \cdot (s_y - a) - L_{x3D}^2 \right) \text{ para } L_{x3D} < (s_x - a) \cdot (s_y - a) \quad (2.52)$$

$$F_{GRqd3(p=0)} = 0 \quad \text{para } L_{x3D} \geq (s_x - a) \cdot (s_y - a)$$

Finalmente, calcula-se a parte do carregamento dos arcos concêntricos 3D que é transferida para os arcos concêntricos em 2D. Esse carregamento resulta em uma força ($F_{transferido}$) nas estacas, em kN/m, dada por:

$$F_{transferido} = \gamma H \cdot (s_x - a)(s_y - a) - (F_{GRqd1(p=0)} + F_{GRqd2(p=0)} + F_{GRqd3(p=0)}) \quad (2.53)$$

Distribuindo igualmente a força $F_{transferido}$ em uma área equivalente a duas faixas de reforço e um capitel, obtém-se uma sobrecarga nos arcos 2D ($p_{transferido}$) dado, em kPa, por:

$$p_{transferido} = \frac{F_{transferido}}{a \cdot (L_{2xD} + L_{2yD}) + a^2} \quad (2.54)$$

onde L_{2xD} e L_{2yD} são os comprimentos dos reforços em que um arco concêntrico 2D atua, para cada direção. Assumindo estacas igualmente espaçadas nas direções x e y, tem-se L_{2D} , dado por:

$$L_{2D} = s - a \quad \text{para } H > \frac{1}{2}(s - a) \quad (2.55)$$

$$L_{2D} = 2 \cdot H_{g2D} \quad \text{para } H \leq \frac{1}{2}(s - a)$$

e:

$$H_{g2D} = \frac{s}{2} \quad \text{para } H \geq \frac{s}{2} \quad (\text{arqueamento completo}) \quad (2.56)$$

$$H_{g2D} = H \quad \text{para } H < \frac{s}{2} \quad (\text{arqueamento parcial})$$

O carregamento total na região entre estacas adjacentes ($F_{GRfaixa}$) em kN/estaca é a obtida pela integração das tensões tangenciais dos arcos concêntricos sobre a região GR_{faixa} . Portanto:

$$F_{GRfaixa;p>0} = \left(\frac{\gamma H + p}{\gamma H} \right) \cdot 2 \left(2a \frac{P_{2D}}{K_P} \left(\frac{L_{2D}}{2} \right)^{K_P} + \frac{1}{4} a Q_{2D} \cdot (L_{x2D})^2 + F_{GRfaixa;p=0} \right) \quad (2.57)$$

onde:

$$P_{2D} = K_p \cdot H_{g2D}^{(1-K_p)} \cdot \left[\gamma H + p_{transferido} - \gamma H_{g2D} \cdot \left(\frac{K_p - 1}{K_p - 2} \right) \right] \quad (2.58)$$

$$Q_{2D} = K_p \cdot \frac{\gamma}{K_p - 2} \quad (2.59)$$

$$F_{GRfaixa2p=0} = \gamma H a (s - a - L_{2D}) \quad \text{para } H < \frac{1}{2}(s - a) \quad (2.60)$$

$$F_{GRfaixa2p=0} = 0 \quad \text{para } H \geq \frac{1}{2}(s - a) \quad (2.61)$$

Finalmente, calcula-se a parcela do arqueamento direto (A) transferida para cada estaca e os carregamentos residuais (B+C), que consistem no somatório dos carregamentos suportados pelo reforço de geossintético e pelo solo mole:

$$A = F_{estaca} = (\gamma H + p) \cdot s^2 - F_{GRquadrado} - F_{GRfaixas} \quad (2.62)$$

$$B + C = F_{GRquadrado} + F_{GRfaixas} \quad (2.63)$$

2.7.3.2. Etapa 2 – Solicitação no reforço geossintético:

A análise do comportamento da tração na membrana posicionada entre dois capitéis adjacentes, como a apresentada na Figura 2.14, pode-se realizada considerando como referência um elemento de tamanho infinitesimal da membrana, sujeito a aplicação de uma carga distribuída $q(x)$, solicitação de tração no reforço T e reação do subsolo $r(x)$.

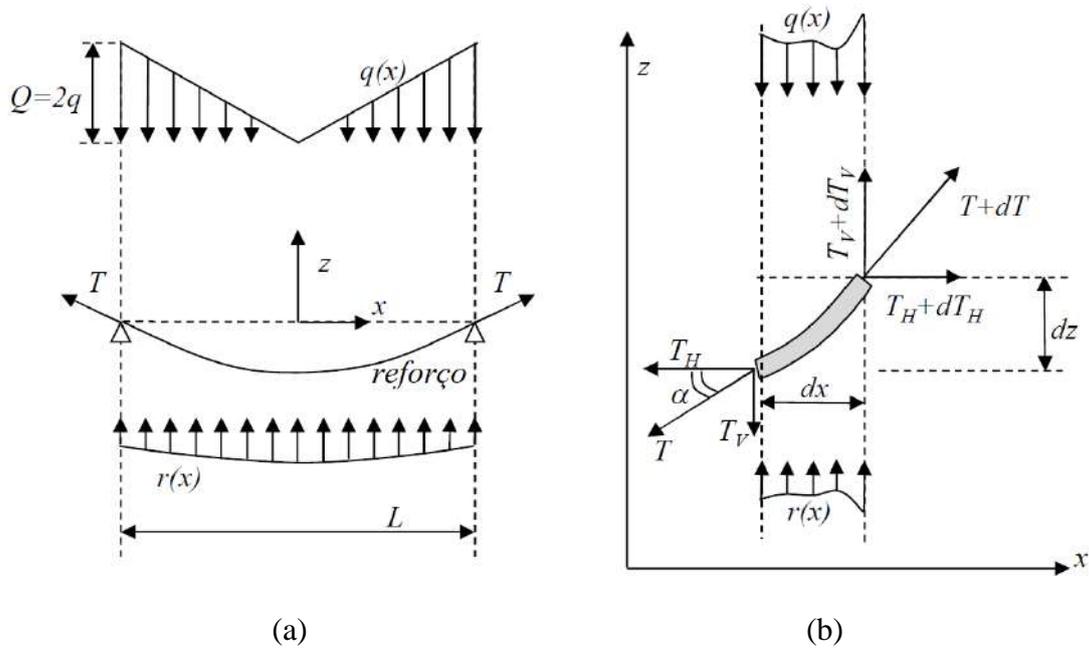


Figura 2.14 – (a) Reforço deformado com a aplicação de carregamento; (b) Equilíbrio de tensões no reforço (VAN EEKELEN, 2015).

A reação do subsolo $r(x)$ é representada em função da constante de mola que representa a deformação do solo (K), conforme observa-se na Equação (2.64). Por sua vez, a constante K é representada em função do k_s , termo proposto na EBGeo (2011), conforme Equação (2.65):

$$r(x) = K \cdot z(x) \quad (2.64)$$

$$K = \frac{A_L \cdot k_s}{L \cdot B_{Ers}} \quad (2.65)$$

onde A_L é a área de influência do reforço (Figura 2.11), L é a largura do reforço entre capitéis adjacentes e B_{Ers} é largura equivalente do capitel (Figura 2.15).

Considerando o equilíbrio de forças no elemento infinitesimal nas direções horizontal e vertical, tem-se:

$$-T_H + T_H + dT_H = 0 \rightarrow dT_H = 0 \quad (2.66)$$

$$-T_V + R_S(x) \cdot dx - q(x) \cdot dx + T_V + dT_V = 0 \rightarrow dT_V = [r(x) - q(x)]dx \quad (2.67)$$

O deslocamento vertical do reforço pode ser apresentado em função do deslocamento horizontal, $z(x)$:

$$tg(\alpha) = \frac{T_V}{T_H} = \frac{dz}{dx} \rightarrow T_V = T_H \frac{dz}{dx} \quad (2.68)$$

Derivando ambos os lados da equação acima em relação a x, tem-se:

$$\frac{dT_V}{dx} = \frac{dT_H}{dx} \cdot \frac{dz}{dx} + T_H \frac{d^2z}{dx^2} \quad (2.69)$$

Substituindo a Equação (2.66) na Equação (2.69) e rearranjando os termos, obtém-se:

$$\frac{d^2z}{dx^2} - \frac{K}{T_H} z(x) = \frac{q(x)}{T_H} \quad (2.70)$$

Considerando a forma da carga distribuída q(x) como triangular invertida, assim como sugerido por VAN EEKELEN (2015), e variando o valor de x de 0 a L/2, tem-se:

$$q(x) = -\frac{2Q}{L}x \quad (2.71)$$

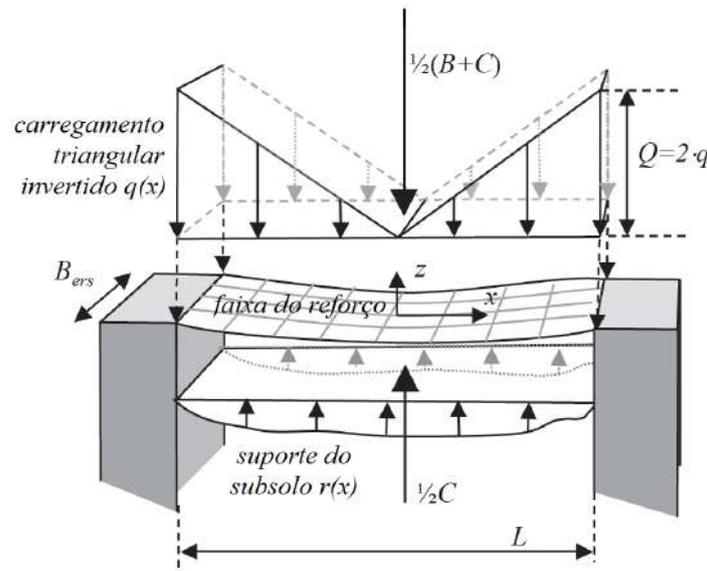


Figura 2.15 – Aplicação de carregamento triangular invertido q(x) sobre faixa do reforço (VAN EEKELEN, 2015).

A carga total Q aplicada sobre o reforço em uma malha quadrada de estacas, assim como apresentado na Figura 2.15, é dada por:

$$Q = \frac{B + C}{A_s} = \frac{B + C}{(s - B_{Ers}) \cdot s} \quad (2.72)$$

Substituindo a Equação (2.71) na Equação (2.70):

$$\frac{d^2z}{dx^2} - \frac{K}{T_H} z(x) = -\frac{2Q}{L \cdot T_H} x \quad (2.73)$$

Resolvendo a Equação (2.73) e considerando a situação sem suporte do subsolo abaixo do reforço, ou seja, $K=0$, obtém-se:

$$z(x) = -\frac{Q}{3T_H L} \left(x^3 - \frac{1}{8} L^3 \right) \quad (2.74)$$

$$z'(x) = -\frac{Qx^2}{T_H L} \rightarrow z'(x) = \frac{T_V}{T_H} \quad (2.75)$$

A constante T_H pode ser determinada igualando a deformação geométrica teórica do reforço e a deformação constitutiva do reforço e em função da sua rigidez, sendo:

$$\varepsilon_{geométrico}(x) = \frac{\int_{x=0}^{x=\frac{1}{2}L} dx \sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2} - \frac{1}{2}L}{\frac{1}{2}L} \quad (2.76)$$

$$\varepsilon_{constitutiva}(x) = \frac{\frac{1}{J} \int_{x=0}^{x=\frac{1}{2}L} T(x) dx}{\frac{1}{2}L} \quad (2.77)$$

As solicitações de tração ao longo do reforço e suas deformações são determinadas por:

$$T(x) = T_H \sqrt{1 + \left(\frac{T_V}{T_H}\right)^2} \quad (2.78)$$

$$\varepsilon(x) = \frac{T(x)}{J} \quad (2.79)$$

2.7.4. MÉTODO DE EHRLICH (2001)

O Método de EHRLICH (2001, *apud* SALES, 2002) baseia-se no equilíbrio limite e permite calcular a tração atuante no reforço na borda do capitel e no meio do vão entre capiteis adjacentes. Nesse método, realiza-se o equilíbrio de forças, nas direções horizontal e vertical, e de momentos atuantes em um prisma de solo compreendido entre a borda do capitel e o meio do vão entre capiteis adjacentes. As forças consideradas nesse

cálculo são: peso da massa de solo (M), empuxo no plano a-a' (E_1), força cisalhante no plano a-a' (S_1), empuxo no plano b-b' (E_2), tração no reforço na borda do capitel (T_1) e tração no reforço no centro do vão (T_2).

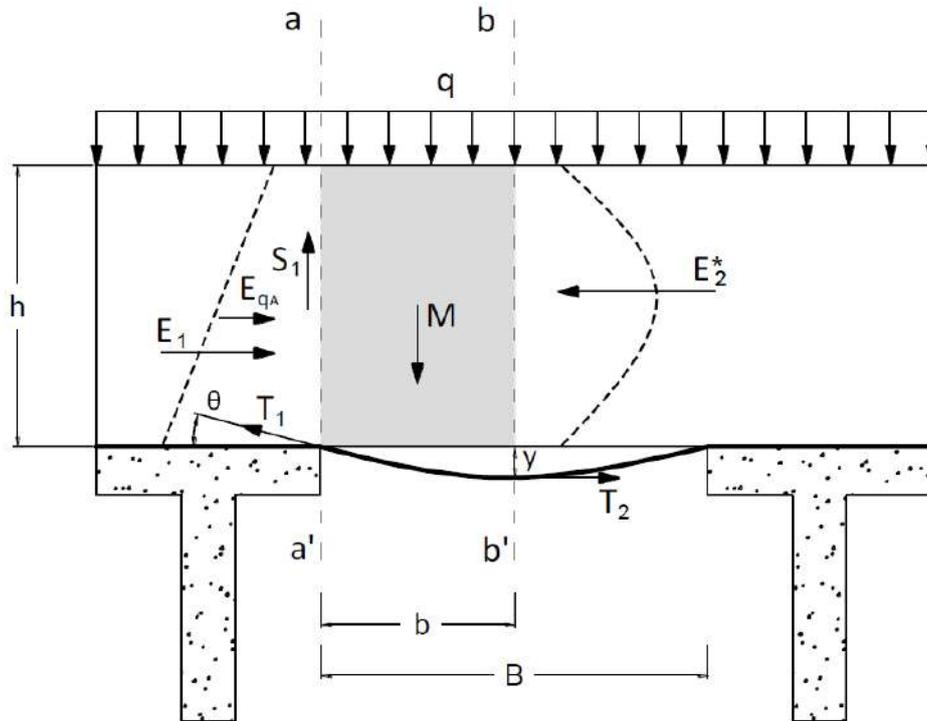


Figura 2.16 – Esquema da seção do aterro estruturado modificado por DIEGUEZ (2019).

DIEGUEZ (2019) propôs modificações no método de EHRlich (2001, *apud* SALES, 2002) para incluir nos cálculos a sobrecarga aplicada sobre o aterro (q). Na Figura 2.16, apresenta-se o esquema da seção do aterro estruturado considerado nos cálculos de DIEGUEZ (2019), onde:

h – altura do aterro;

B – vão livre entre dois capitéis adjacentes;

b – meio vão livre entre dois capitéis adjacentes;

y – deflexão do reforço no meio do vão livre entre capitéis adjacentes;

q – sobrecarga atuante sobre o aterro;

M – peso da massa de solo;

E_1 – empuxo ativo da massa de solo no plano a-a';

E_{qA} – empuxo ativo da sobrecarga no plano a-a';

S_1 – força cisalhante atuante no plano a-a';

T_1 – tração no reforço na borda do capitel;

θ – ângulo que o reforço faz com a horizontal;

T_2 – tração no reforço no centro do vão;

E^*_2 – Empuxo passivo devido a massa de solo e a sobrecarga no plano b-b'.

O peso da massa de solo (M) e a força cisalhante (S_1) são determinadas por:

$$M = \gamma \cdot h \cdot b \quad (2.80)$$

$$S_1 = (E_1 + E_{qA}) \cdot \tan \varphi \quad (2.81)$$

Para o cálculo do empuxo ativo foi considerada a equação de Coulomb do empuxo atuante sobre um muro (Equação (2.82)). Os parâmetros adotados na equação são apresentados na Figura 2.17, onde φ_w é o ângulo de atrito na interface solo-muro, i é a inclinação da superfície do terreno com a horizontal e β é a inclinação do paramento em relação a vertical.

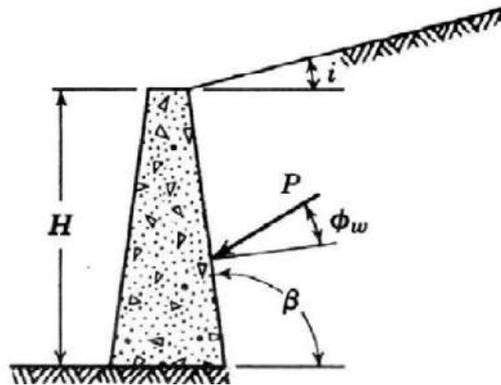


Figura 2.17 - Parâmetros adotados na equação de empuxo de Coulomb (LAMBE, 1979).

$$E_a = \frac{\gamma h^2}{2} \left[\frac{\csc(\beta) \cdot \text{sen}(\beta - \varphi)}{\sqrt{\text{sen}(\beta - \varphi_w)} + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi - \varphi_w) \cdot \text{sen}(\varphi - i)}{\text{sen}(\beta - i)}}} \right]^2 \quad (2.82)$$

Tomando-se $\varphi_w = -\varphi$, $\beta = 90^\circ$ e $i = 0$, tem-se que:

$$E_1 = \frac{\gamma h^2}{2} \cos^2 \varphi \quad (2.83)$$

$$E_{qA} = q \cdot h \cdot \cos^2 \varphi \quad (2.84)$$

Considerando a hipótese de EHRLICH (2001, *apud* SALES, 2002) de reforço extensível, no qual considera-se a transferência total de esforços na interface entre o solo e o reforço na região sobre o capitel, deve-se somar ao empuxo ativo da massa do solo (E_1) a parcela horizontal da tração na borda do capitel (T_1):

$$E_1 = \frac{\gamma h^2}{2} \cos^2 \varphi + T_1 \cdot \cos \theta \quad (2.85)$$

Em relação aos pontos de aplicação das resultantes dos empuxos, elas são definidas pela teoria do empuxo do solo como:

$$x_1 = h/3 \quad (\text{empuxo ativo da massa de solo}) \quad (2.86)$$

$$x_q = 0,5 \cdot h \quad (\text{empuxo ativo da sobrecarga}) \quad (2.87)$$

$$x_2 = 0,55 \cdot h \quad (\text{empuxo passivo da massa de solo}) \quad (2.88)$$

Realizando o equilíbrio de momento e de forças nas direções horizontal e vertical, considerando as solicitações indicadas na Figura 2.16, e fazendo rearranjos e substituições, obtém-se a tração no reforço na borda do capitel (T_1) e a tração no reforço no centro do vão (T_2):

$$T_1 = \frac{1}{\sin \theta + \cos \theta \cdot \tan \varphi} \cdot \left[\left(\gamma + \frac{q}{h} \right) \cdot h \cdot b - \left(\gamma + \frac{2 \cdot q}{h} \right) \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \cos \varphi \cdot \sin \varphi \right] \quad (2.89)$$

$$T_2 = \left(\gamma + \frac{q}{h} \right) \cdot \frac{b^2}{1,1} + \frac{T_1 \cdot \cos \theta}{1,65} - \frac{0,65 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \cos^2 \varphi}{3,3} - \frac{q \cdot h \cdot \cos^2 \varphi}{11} \quad (2.90)$$

Uma vez que a Equação (2.89) apresenta duas incógnitas, ângulo θ e tração T_1 , para solucionar essa equação, considera-se o reforço no regime elástico linear:

$$T = J \cdot \varepsilon \quad (2.91)$$

$$\varepsilon = \frac{1}{\cos \theta} - 1 \quad (2.92)$$

Substituindo a Equação (2.92) na Equação (2.91) e rearranjando os termos, obtém-se a Equação (2.93):

$$J = T_1 \cdot \left(\frac{\cos \theta}{1 - \cos \theta} \right) \quad (2.93)$$

Em posse das Equações (2.89) e (2.93), é possível obter iterativamente o ângulo que o reforço faz com a horizontal (θ) e, em seguida, as trações T_1 e T_2 .

Por fim, assumindo a geometria deformada do reforço como circular e levando em consideração o ângulo que o reforço faz com a horizontal (θ) e o semi-vão entre capitéis adjacentes (b), é possível estimar a deflexão máxima do reforço geossintético:

$$y = b \cdot \left(\frac{1 - \cos\theta}{\sin\theta} \right) \quad (2.94)$$

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Modelo físico do aterro estruturado

A modelagem física de aterros estruturados com reforço geossintético foi desenvolvida utilizando facilidades existentes no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. Anteriormente, as instalações do modelo físico vinham sendo utilizadas em pesquisas de muros de solo grampeado e de solo reforçado com geossintético, apresentados na Figura 3.1. Entre os autores dessas pesquisas, destacam-se: SARAMAGO, 2002; BARBOZA JR, 2003; GUEDES, 2004; OLIVEIRA, 2006; VASCONCELOS, 2010; SILVA, 2010; ELEUTÉRIO, 2013; MIRMORADI, 2015; CORDOVA, 2018.



Figura 3.1 – (a) Muro de solo grampeado com face em bloco de concreto (ELEUTÉRIO, 2013);
(b) Muro de solo reforçado com geossintético com face envelopada (MIRMORADI, 2015).

DIEGUEZ (2019) modificou as instalações do modelo de forma a adequá-las à construção de um aterro estruturado bidimensional em grande escala (escala 1:1). A face do modelo físico, que se encontrava aberta na Figura 3.1, foi fechada com uma face metálica rígida. No interior do modelo, foram construídos dois capitéis em madeira do tipo maçaranduba, reforçados estruturalmente e cobertas com folhas de compensado naval. Entre os capitéis foi instalada uma plataforma hidráulica, cujo seu rebaixamento simulava o adensamento do solo mole. O reforço de geossintético foi instalado de forma a envolver os capitéis e a plataforma hidráulica. Um sistema mecânico formado por uma viga metálica de elevada rigidez e parafusos foi implementado para aplicar um pré-carregamento no reforço. A Figura 3.2 apresenta a seção do modelo em corte e as Figura 3.3.a e Figura 3.3.b apresentam, respectivamente, os capitéis com a plataforma hidráulica (sem o compensado naval) e a face metálica rígida para fechamento do modelo com a viga de pré-carregamento envolta pelo geossintético.

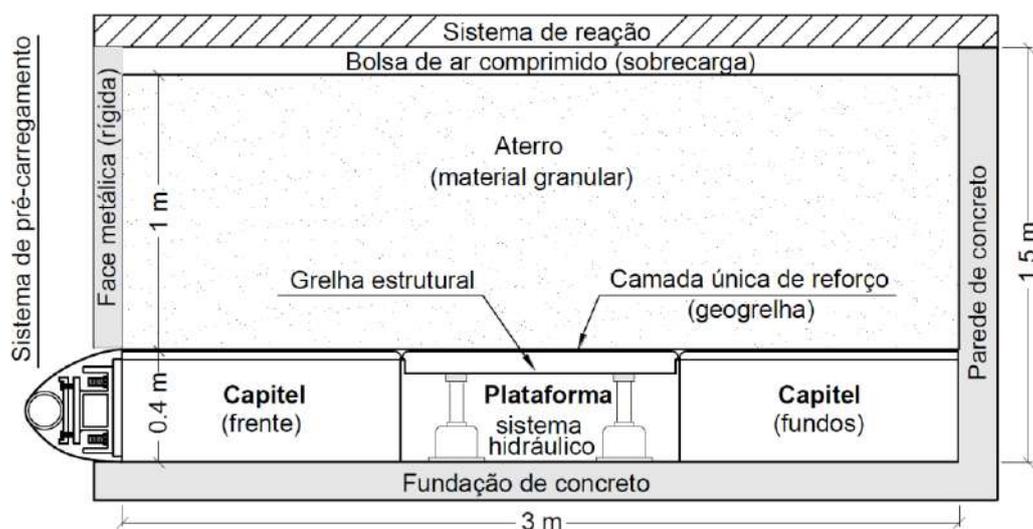


Figura 3.2 – Seção em corte do modelo físico (DIEGUEZ, 2019).



(a)



(b)

Figura 3.3 – Modelo físico: (a) capitéis em madeira e plataforma hidráulica; (b) face metálica e viga de pré-carregamento do reforço (DIEGUEZ, 2019).

A plataforma hidráulica consiste em uma grelha estrutural metálica, apoiada sobre quatro macacos hidráulicos (Figura 3.3a). Sobre a grelha estrutural é fixado um painel de compensado naval de 2,5 cm de espessura. Próximo as bordas inferiores da grelha estrutural foram conectadas correntes para impedir possíveis rotações do sistema formado pela grelha e pelo compensado naval. Durante o rebaixamento da plataforma, os quatro macacos hidráulicos são rebaixados de forma aproximadamente similar devido à comunicação entre eles, através de um sistema de válvulas e conectores.

Na presente pesquisa, o modelo físico passou por algumas modificações. Os capitéis de maçaranduba foram substituídos por dois conjuntos de blocos de concreto estrutural com dimensões de 39x19x19 cm, sobre os quais foram executadas lajes em

concreto armado (Figura 3.4). Essas alterações foram realizadas com o intuito de eliminar possíveis movimentações dos capitéis, bem como eliminar a deformação do compensado naval, que é significativamente mais deformável do que o concreto. Além disso, a largura do capitel foi reduzida em 22 cm, visando acentuar a formação parcial do arqueamento nos ensaios.



Figura 3.4 – Modificações no modelo físico: (a) construção dos capitéis em bloco de concreto; (b) capitel em bloco de concreto com laje em concreto armado e plataforma hidráulica.

Outra adaptação realizada no modelo para utilizar duas camadas de reforço geossintético foi travar um trecho de reforço sob o capitel frontal (Figura 3.5.a) e fixar o reforço no capitel traseiro, parafusando-o entre chapas metálicas (Figura 3.5.b). Desta forma, a movimentação global do reforço ficava bloqueada em ambas as extremidades. Para conectar os reforços na face do capitel frontal foi utilizado um sistema de elos, desenvolvido por DIEGUEZ (2019). Adicionando uma segunda fileira de elos no reforço, é possível utilizar o modelo com uma ou duas camadas de reforço geossintético, de acordo com a configuração desejada. Para utilizar apenas uma camada de reforço, basta não conectar a segunda fileira de elos à segunda camada de reforço.

A seção longitudinal do modelo, utilizando uma ou duas camadas de reforço, pode ser observada na Figura 3.6. Um esquema geral do aterro estruturado protótipo é apresentado na Figura 3.7, indicando a região da modelagem física, que é composta pelo trecho entre eixos de capitéis adjacentes (3,00 m). Esse trecho engloba o vão entre capitéis adjacentes (1,44 m) e meia largura de dois capitéis (0,78 m). A altura do aterro é de 0,90 m, sendo executada em 6 camadas de aproximadamente 15 cm cada.



(a)

(b)

Figura 3.5 – Travamento do reforço geossintético com: (a) sistema de elos no capitel frontal; (b) chapas metálicas e parafuso no capitel traseiro.

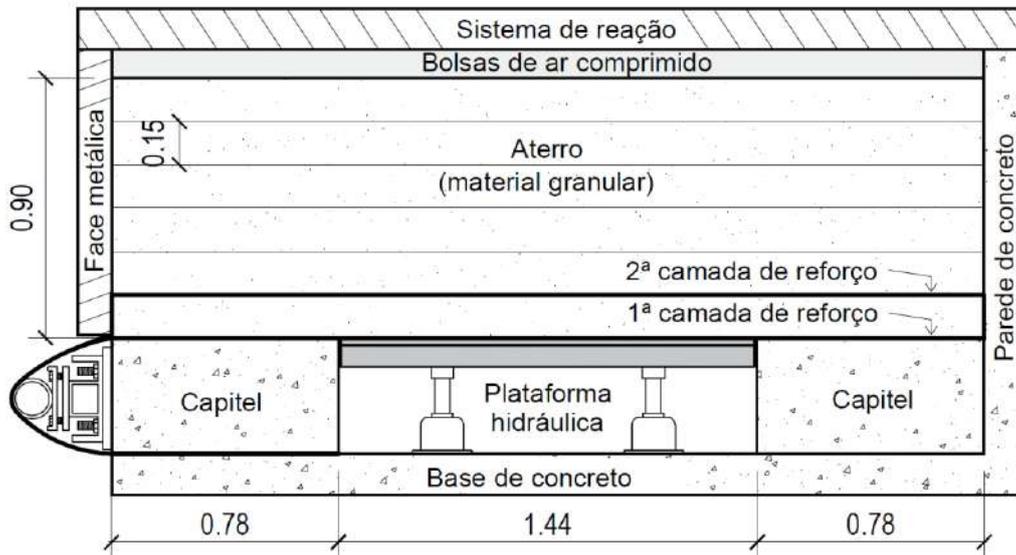


Figura 3.6 – Seção longitudinal do modelo físico, adotando-se uma ou duas camadas de reforço.

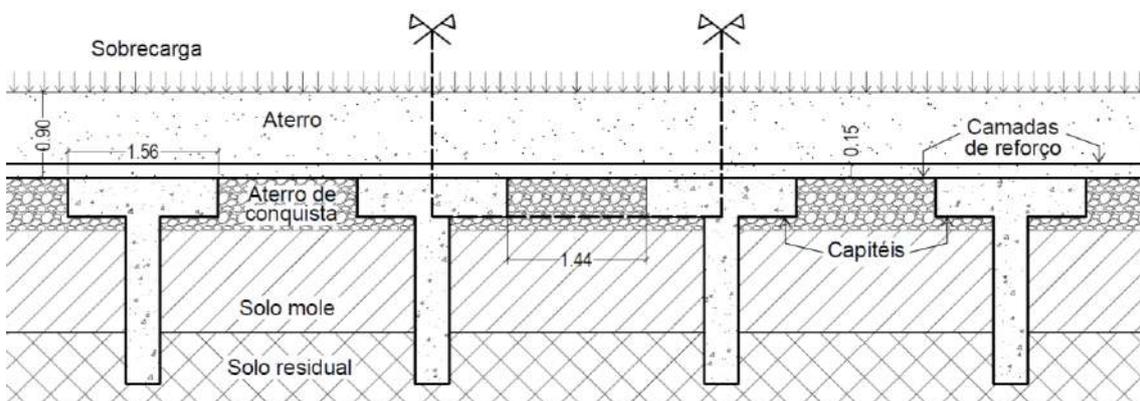


Figura 3.7 – Esquema geral do aterro estrutural protótipo, com uma ou duas camadas de reforço.

As paredes do modelo são revestidas por um sistema formado por uma camada de membrana de borracha, uma camada generosa de graxa de Teflon e pedaços da membrana de borracha com cerca de 15x30 cm (Figura 3.8.a). Por cima dessa camada era aplicada uma fina camada de vaselina sólida e o conjunto era coberto por plástico filme para sua proteção (Figura 3.8.b). Esse sistema tem como objetivo eliminar o atrito entre as paredes do modelo e o solo do aterro, garantindo que a seção longitudinal do modelo represente a condição de deformação plana.

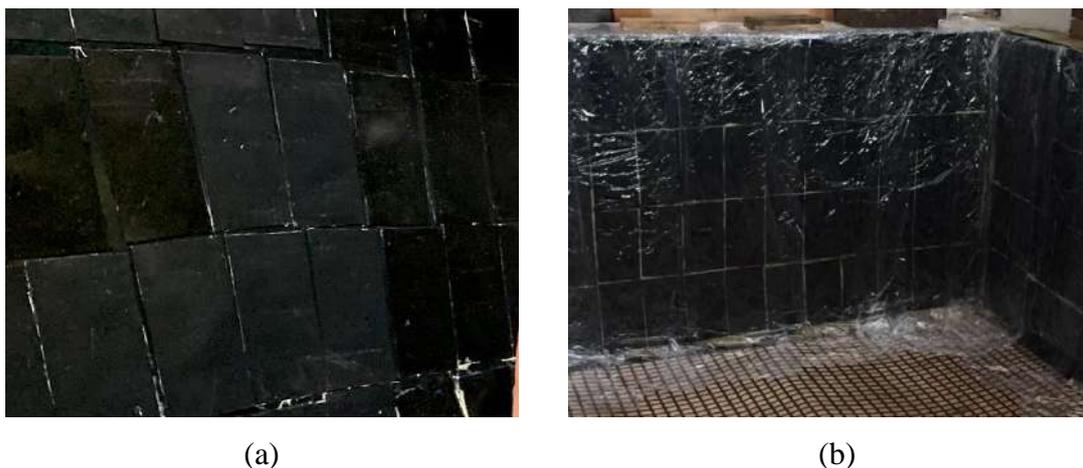


Figura 3.8 – Sistema de eliminação do atrito das faces do modelo (a) antes e (b) após cobertura com plástico filme.

O modelo possui um sistema de aplicação de sobrecarga sobre o aterro, formado por um conjunto de bolsas de ar comprimido envoltas em uma camada de geotêxtil do tipo BIDIM OP-20 e sobreposta por compensados de madeira, vigas metálicas, vigas de madeira maçaranduba e vigas de reação. Após instalar as vigas de reação, elas são travadas utilizando-se tirantes ancorados na laje do laboratório. Conforme as bolsas de ar comprimido são infladas, a reação nas vigas é elevada e, conseqüentemente, a sobrecarga no aterro. A sequência executiva do sistema de aplicação de sobrecarga pode ser compreendida através da Figura 3.9.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.9 – Instalação do sistema de aplicação de sobrecarga: (a) posicionamento das bolsas de ar envoltas em geotêxtil; (b) disposição dos compensados de madeira; (c) posicionamento de vigas metálicas e vigas de madeira maçaranduba; (d) instalação das vigas de reação e travamento com tirantes.

3.2. Instrumentação

A instrumentação para monitoramento dos ensaios no modelo físico inclui: 04 medidores de deslocamento para obter o rebaixamento da plataforma, 04 células de carga para medir a tração nas correntes da plataforma, 04 células de carga para obter a carga atuante sobre os macacos hidráulicos, 03 células de pressão total para medir as tensões totais sobre os capitéis, 09 medidores de deformação para inferir através da deformação a tração no reforço geossintético, 04 medidores de deslocamento vertical para medir o recalque da última camada do aterro e 01 transdutor de pressão para obter a pressão no bocal de entrada do conjunto de bolsas de ar.

A seção longitudinal do modelo físico com a indicação da instrumentação é apresentada na Figura 3.10. Na Figura 3.11 é apresentada a locação em planta das CPT's e

extensômetros na primeira camada de reforço e dos extensômetros na segunda camada (caso seja considerada no ensaio). Observa-se que alguns extensômetros da Figura 3.11.a apresentam um asterisco (*), que indicam extensômetros instalados adicionalmente nos ensaios realizados com apenas uma camada de reforço. A Figura 3.12.a apresenta a locação em planta dos instrumentos instalados abaixo da plataforma hidráulica e a Figura 3.12 a locação em planta dos MDV's instalados 10 cm abaixo da superfície do aterro.

Os 31 instrumentos de monitoramento funcionam a partir de transdutores e foram calibrados previamente à instalação no modelo físico. As instrumentações e suas calibrações são apresentadas nos subitens 3.2.1 a 3.2.5.

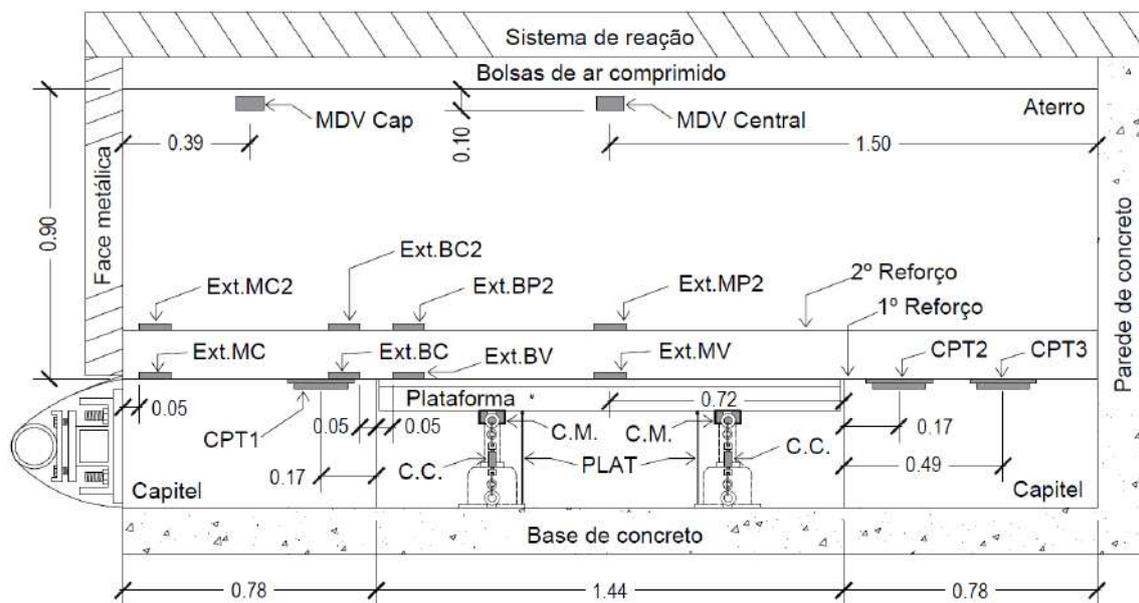


Figura 3.10 – Seção longitudinal com indicação da locação das instrumentações.

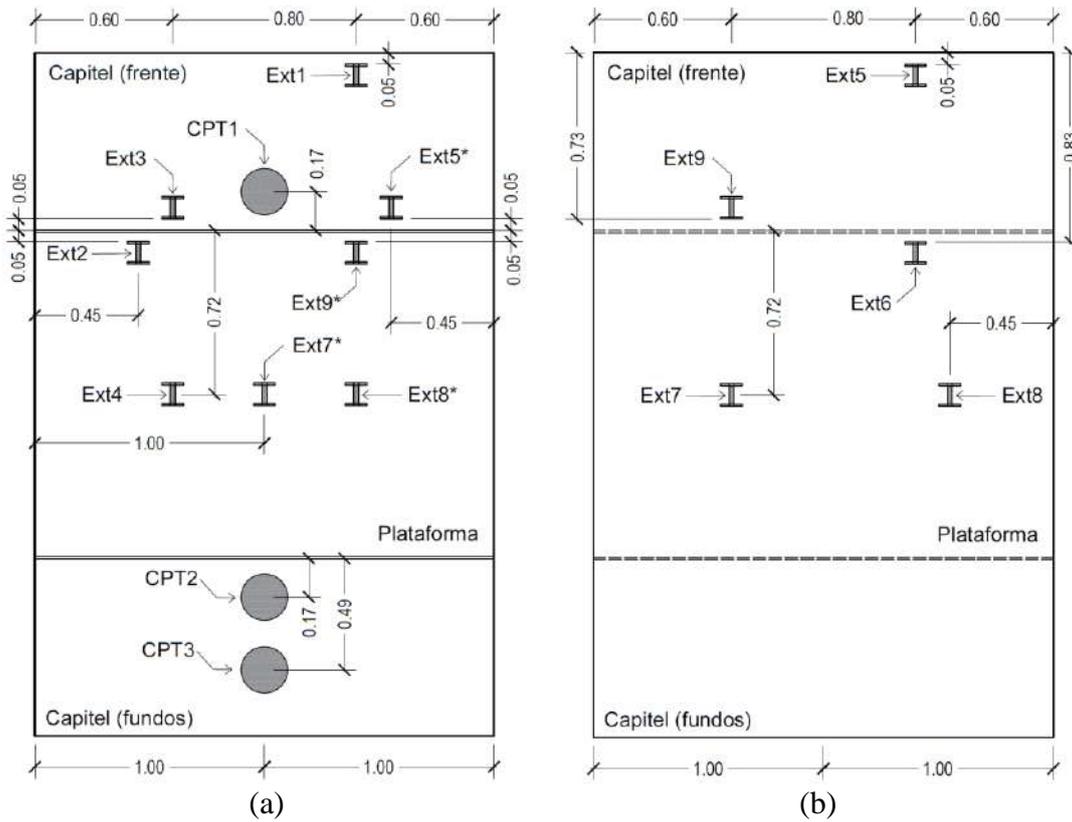


Figura 3.11 – Planta de locação da instrumentação: (a) no nível da 1ª camada do reforço; (b) no nível da 2ª camada de reforço.

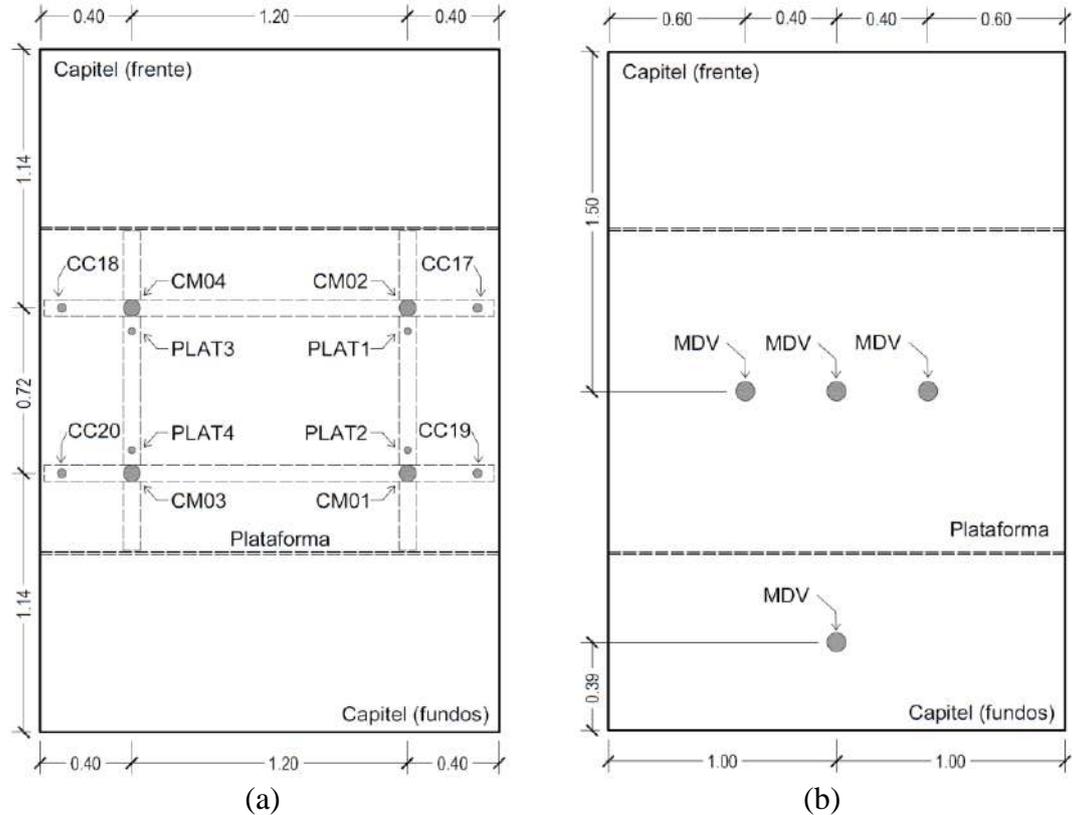


Figura 3.12 – Planta de locação da instrumentação: (a) abaixo da plataforma hidráulica; (b) 10 cm abaixo da superfície do aterro.

3.2.1. Medidores de deslocamento da plataforma

Os medidores de deslocamento da plataforma (PLAT's) foram instalados abaixo da plataforma hidráulica, de forma a monitorar o deslocamento vertical da plataforma. Cada medidor possui um transdutor de deslocamento axial (LVDT), que é conectado na plataforma próximo a cada macaco hidráulico através de um sistema formado por mola, roldanas e cabos de aço (Figura 3.13). Conforme a plataforma é rebaixada, o deslocamento do LDVT é registrado. Segundo DIEGUEZ (2019), a calibração desses equipamentos foi realizada utilizando uma prensa uniaxial conectada a um extensômetro analógico e um LVDT previamente calibrado, fornecendo uma calibração com medidas acuradas confiáveis para uma leitura em resolução de 0,01 mm.

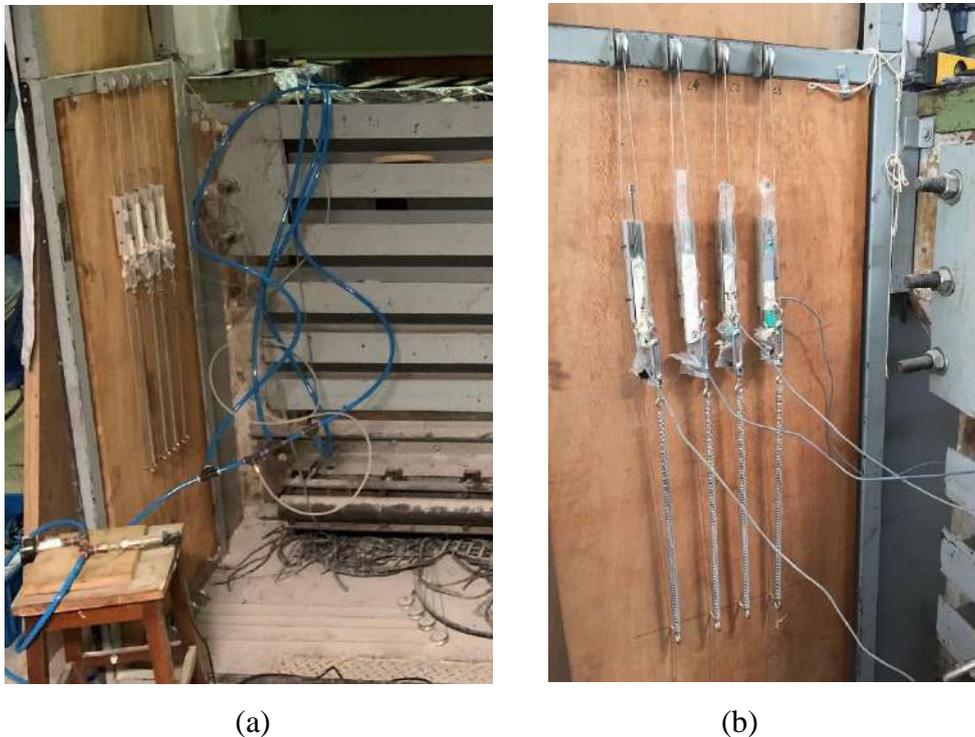


Figura 3.13 – Medidores de deslocamento instalados no modelo para monitorar o rebaixamento da plataforma: (a) (b) sistema formado por roldanas, cabos de aço, molas e LVDT's.

3.2.2. Células de carga das correntes da plataforma

As células de carga (CC's) foram instaladas abaixo da plataforma hidráulica, conectadas à elos de correntes, de modo a estabilizar e monitorar as solicitações nas quatro extremidades da plataforma durante a construção do aterro e rebaixamento da plataforma. Uma das células de carga instalada no modelo físico pode ser observada na Figura 3.14.a.

Na presente pesquisa, a calibração das células de carga foi realizada utilizando uma prensa uniaxial, na qual conectou-se uma célula de carga previamente calibrada e a célula de carga da corrente a ser calibrada. Conforme a plataforma da prensa uniaxial era rebaixada, as duas células de carga eram igualmente tracionadas, obtendo-se, portanto, os parâmetros da célula de carga da corrente. O processo de calibração é observado na Figura 3.14.b e no Anexo A são apresentadas as curvas de calibração das quatro células de carga instaladas nas correntes.

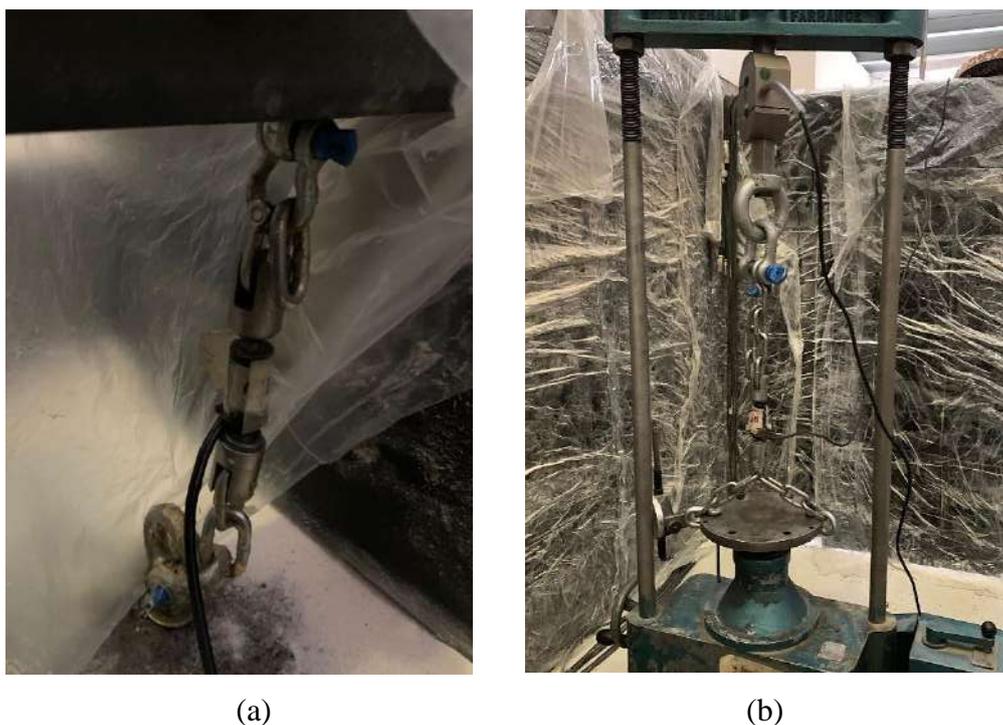


Figura 3.14 – Célula de carga da corrente: (a) instalada sob a plataforma hidráulica; (b) durante calibração em prensa uniaxial.

3.2.3. Células de carga dos macacos hidráulicos

As células de carga (CM's) foram instaladas sobre os macacos hidráulicos com o objetivo de obter a força de compressão sobre cada macaco hidráulico. As células de carga são instaladas imediatamente acima dos macacos hidráulicos e sobre cada uma delas é posicionada uma bilha metálica, para assegurar que a solicitação da plataforma é transferida integralmente para a célula. A célula de carga pode ser observada na Figura 3.15.

A calibração das células foi realizada no próprio sistema da plataforma hidráulica, correlacionando-as ao conjunto de células de carga das correntes. Conforme a plataforma hidráulica era elevada, as solicitações de tração nas células das correntes e as solicitações

de compressão nas células do macaco hidráulico aumentavam proporcionalmente. DIEGUEZ (2019) mencionou que as células dos macacos hidráulicos foram projetadas para solicitações muito elevadas, portanto a acurácia do monitoramento dessas células pode ficar prejudicada na faixa de carga que é solicitada nos ensaios.



Figura 3.15 – Célula de carga antes de ser instalada sobre o macaco hidráulico da plataforma.

3.2.4. Células de pressão total instaladas nos capitéis

As células de pressão total (CPT's) foram instaladas na superfície dos capitéis para monitoramento das tensões totais. As CPT's são do tipo diafragma e nelas uma membrana acoplada a um anel metálico se deforma conforme as tensões totais sobre elas aumentam. Dois CPT's foram instalados próximos as bordas dos capitéis, com seus eixos distando 17 cm da borda, e uma terceira CPT foi instalada com seu eixo a 49 cm da borda do capitel. As CPT's foram instaladas sobre blocos de concreto preenchidos com graute, fornecendo bases uniformes e rígidas para as células. As bordas das CPT's apresentam chanfros, que foram preenchidas com gesso, de forma a ficarem niveladas com as CPT's e os capitéis (Figura 3.16).

Segundo DIEGUEZ (2019), a calibração das células de pressão total foi realizada hidraulicamente, com ar comprimido dentro de uma câmara de calibração. Foi aplicada uma tensão máxima de 200 kPa, utilizando um transdutor de pressão calibrado, com acurácia para leituras de 0,5 kPa.



Figura 3.16 – Células de pressão total instaladas no capitel, envoltas com gesso para nivelamento das superfícies.

Para a avaliação das tensões totais registradas durante o rebaixamento da plataforma e aplicação da sobrecarga, foram definidos os limites inferior e superior. O limite inferior corresponde a tensão geostática e é obtido considerando que o carregamento do aterro ($\gamma.H$) e sobrecargas (q) são uniformemente distribuídos sobre os capitéis e a plataforma. Já o limite superior é obtido assumindo que o carregamento do aterro e sobrecargas (q) são suportados integralmente pelos capitéis, ou seja, considera-se que a plataforma não está em contato com o aterro. Os limites inferior e superior são apresentados, respectivamente, na Equação (3.1) e Equação (3.2):

$$\sigma_{inferior} = \gamma.H + q \quad (3.1)$$

$$\sigma_{superior} = \frac{s(\gamma.H + q)}{a} \quad (3.2)$$

onde s é a distância entre eixos de capitéis adjacentes e a é o vão livre entre capitéis adjacentes.

A partir das tensões totais é possível obter também a eficiência do arqueamento durante o rebaixamento da plataforma, calculada através da razão entre a parcela do carregamento medida sobre os capitéis e o carregamento total do modelo. O carregamento total do modelo é obtido através da Equação (3.1) e o carregamento medido sobre os capitéis é obtido através das leituras das CPT's. A eficiência do arqueamento corresponde a 100% quando o carregamento é suportado integralmente pelos capitéis.

Como as CPT's fornecem leituras pontuais a 17 cm da borda do capitel e a 49 cm da borda do capitel, a distribuição das tensões sobre o capitel foi obtida com base no esquema apresentado por TERZAGHI e PECK (1967), na Figura 2.2.b. Foi considerando

que entre o eixo do capitel e 49 cm de sua borda, a tensão é semelhante a CPT3 e entre esse ponto e a borda do capitel a tensão é baseada na extrapolação da função exponencial ($A \cdot e^{Bx}$), passando pela leitura da CPT3 e pela leitura média da CPT 1 e CPT2 (simétricos), conforme é apresentada na Figura 3.17.

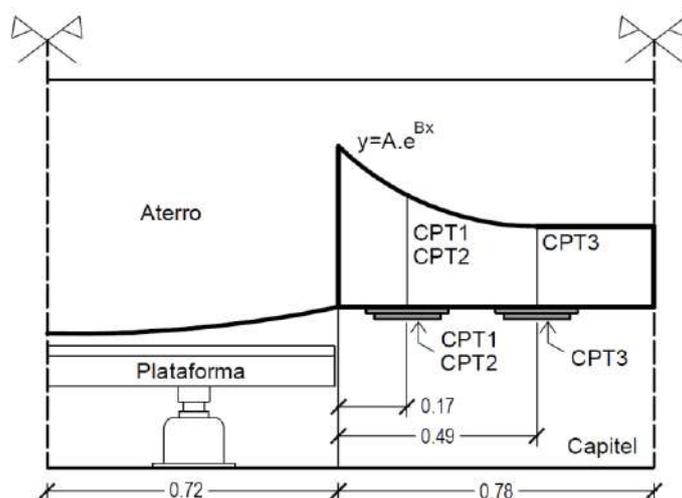


Figura 3.17 – Distribuição de tensões totais sobre o capitel.

3.2.5. Medidores de deformação do reforço

Os medidores de deformação, ou extensômetros (EXT's), consistem em transdutores de deslocamento (LVDT's), instalados no interior de armaduras de aço inoxidável conectadas a garras metálicas nas extremidades, para fixação no reforço geossintético (Figura 3.18.a.). Conforme o reforço geossintético é tracionado, o extensômetro registra o seu deslocamento e, conseqüentemente, a sua deformação axial, obtida através da Equação (2.2). Multiplicando-se a deformação axial (ϵ) pelo módulo de rigidez do reforço (J), obtém-se a tração aplicada no reforço geossintético (T).

No modelo físico, os extensômetros foram instalados no meio da plataforma, próximo a borda da plataforma, próximo a borda do capitel e no meio do capitel. O posicionamento dos extensômetros no modelo físico para os ensaios realizados com uma ou duas camadas de aterro pôde ser observado na Figura 3.11.

A calibração dos extensômetros foi realizada conectando o transdutor de deslocamento em um micrômetro e realizando incrementos de deslocamento de 5 mm. O aparato utilizado para calibração pode ser observado na Figura 3.18.b e as curvas de calibração dos nove extensômetros utilizados no modelo são apresentados no Anexo A.

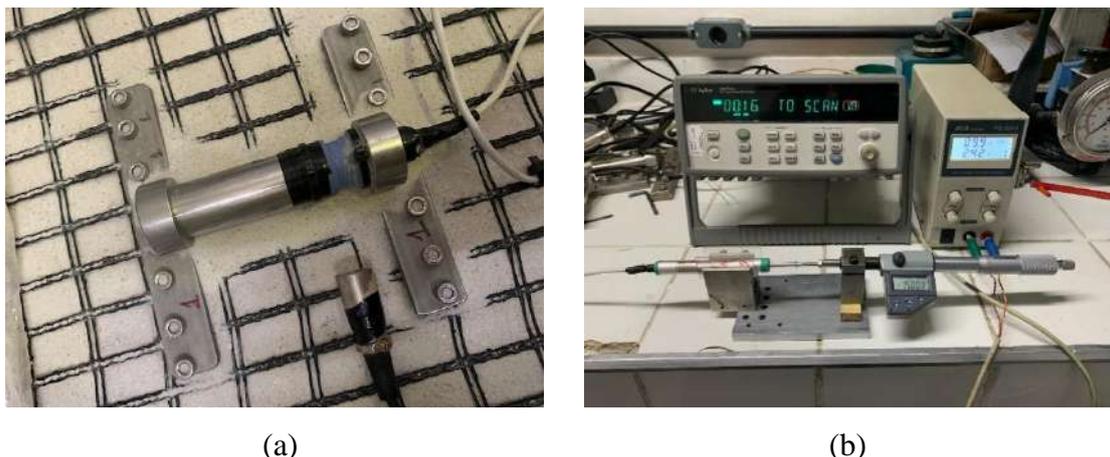


Figura 3.18 – Extensômetro: (a) instalado no reforço geossintético; (b) durante calibração do medidor de deslocamento;

3.2.6. Medidores de deslocamento vertical

Os medidores de deslocamento vertical (MDV's) consistem em “discos” de acrílico preenchidos com água desareada e mercúrio. A parcela de água do “disco” encontra-se ligada à pressão atmosférica, através de um tubo plástico rígido, e a parcela de mercúrio ligada a um reservatório de mercúrio que, por sua vez, está conectado a um transdutor de pressão (Figura 3.19.a). O “disco” de acrílico é inserido no interior da última camada de solo (Figura 3.19.b) e mede-se o recalque no solo através da diferença da pressão registrada no transdutor antes e durante o rebaixamento.

A calibração dos medidores de deslocamento vertical foi realizada utilizando uma prensa uniaxial e um extensômetro analógico. Os quatro MDV's eram posicionados simultaneamente sobre o prato da prensa, que era rebaixada em incrementos de 5 mm com o auxílio do extensômetro analógico. As calibrações forneciam medidas acuradas confiáveis para leituras em resolução de 0,01 mm e eram repetidas antes de cada ensaio realizado no modelo físico. No Anexo A são apresentadas as curvas de calibração dos MDV's utilizados no Ensaio M6.

Como os MDV's são muito sensíveis a presença de bolhas de ar no sistema, antes de cada ensaio é necessário realizar a saturação dos MDV's, para remoção de bolhas de ar que tenham entrado no sistema durante o seu manuseio. A saturação dos MDV's foi realizada utilizando uma bomba de vácuo de duplo estágio, aplicando-se uma pressão de aproximadamente 100 kPa. A bomba era conectada a saída superior do MDV através de um tubo de plástico rígido e as bolhas de ar eram eliminadas do sistema por cavitação.



(a)



(b)

Figura 3.19 – Medidores de Deslocamento Vertical: (a) reservatórios de mercúrio e transdutores de pressão dos MDV's; (b) MDV sendo instalado na última camada de solo.

3.2.7. Transdutor de pressão do conjunto de bolsas de ar

O transdutor de pressão é utilizado para monitorar os incrementos de sobrecarga aplicados no aterro. O transdutor foi instalado em série na mangueira responsável por aplicar a pressão nas bolsas de ar comprimido (Figura 3.20). Desta forma, era possível monitorar com boa acurácia os incrementos de 10 kPa que eram aplicados no sistema, até atingir uma sobrecarga de 50 kPa.



Figura 3.20 – Transdutor de pressão conectado em série na mangueira responsável por aplicar a pressão nas bolsas de ar comprimido.

3.3. Material do aterro

Segundo SARAMAGO (2002), o material adequado a ser utilizado no modelo físico seria um material inerte, puramente friccional e com uma granulometria específica e bem graduada. Sendo assim, optou pela fabricação desse solo, através da moagem do quartzo pela empresa Geomix. Uma amostra inicial de 20 kg foi produzida e verificou-se que a mesma se encontrava na faixa de granulometria desejada. No entanto, a grande presença de finos formava uma nuvem de poeira no laboratório e, portanto, esse material foi removido através um processo de turbilhonamento seguido da sucção da parcela em suspensão no ar.

A Figura 3.21 apresenta a curva granulométrica do solo utilizado no modelo físico. SARAMAGO (2002) observou que após realizar ensaios triaxiais, não havia quebras de grãos e, conseqüentemente, variações na curva granulométrica. Além disso, não foram observadas grandes variações entre as curvas granulométricas de amostras retiradas do topo e da base de corpos de prova pluviados com diferentes aberturas de funil, assegurando assim a formação de corpos de prova homogêneos.

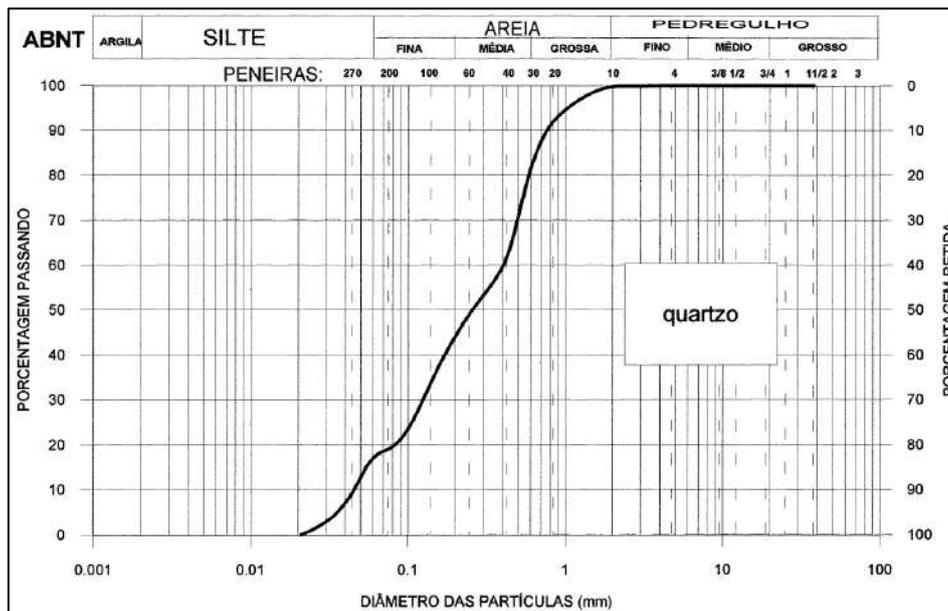


Figura 3.21 – Curva granulométrica do quartzo moído (SARAMAGO, 2002).

SOUZA COSTA (2005) realizou uma série de ensaios triaxiais no quartzo moído para obter suas características de tensão-deformação e resistência ao cisalhamento. Esse ensaio é realizado em duas etapas: adensamento, no qual a tensão confinante é aplicada de forma isotrópica na amostra; e cisalhamento, onde são aplicadas tensões desviadoras. A segunda etapa dos ensaios triaxiais são usualmente realizados em condições axi-

simétricas, nas quais as tensões confinantes são iguais ($\sigma_2=\sigma_3$). No entanto, na geotecnia são comuns situações em que o solo é submetido a deformações planas, nas quais as tensões confinantes são diferentes nas direções de σ_2 e σ_3 , além de uma dessas direções não sofrer deslocamento. Nesses casos, a condição axi-simétrica não é representativa.

Sendo assim, SOUZA COSTA (2005) desenvolveu um equipamento para realizar ensaios triaxiais de deformação plana. Nesse equipamento a amostra de solo é prismática e a tensão aplicada em quatro de suas seis faces são controladas. As duas faces remanescentes são impedidas de se deslocar, através de um anteparo que bloqueia a movimentação na direção normal a face e zera o atrito entre a amostra e face. Os ensaios triaxiais realizados por SOUZA COSTA (2005) com o quartzo moído compactado para o peso específico de $18,5 \text{ kN/m}^3$ em condição axi-simétrica e de deformação plana, apresentaram ângulo de atrito de pico de $48,0^\circ$ e $58,5^\circ$, respectivamente.

No entanto, EHRLICH e MIRMORADI (2013) realizaram uma série de estudos paramétricos utilizando o programa Plaxis 2D, tendo como base os dados de uma série de ensaios físicos de simulação de muros de solo reforçados com geossintético utilizando esse mesmo solo. Os autores identificaram que o ângulo de atrito do quartzo moído para as condições do modelo está em torno de 50° . Portanto, nas análises realizadas na presente pesquisa, optou-se por adotar o ângulo de atrito obtido por EHRLICH e MIRMORADI (2013).

3.4. Reforço geossintético

No modelo físico foram utilizados reforços geossintéticos tipo Fortrac da Huesker Synthetic GmbH. A matéria básica do reforço é um poliéster de polietileno tereftalato (PET) de alto módulo de rigidez, alta capacidade de deformação, flexibilidade e resistência à radiação ultravioleta. Os reforços utilizados apresentaram módulo de rigidez secante de catálogo de 1.100 kN/m e 2.200 kN/m para deformações máximas de 5%, respeitando os procedimentos da NBR ISO 10319 (2013) de execução de ensaios de tração faixa larga a uma taxa de deformação de 20% por minuto.

Ao considerar uma taxa de deformação de 20%/min, o ensaio de tração faixa larga não representa a taxa de deformação do modelo físico, no qual a plataforma hidráulica é rebaixada em cerca de 120 minutos. Sendo assim, com base nas conclusões de CARAPAJÓ (2018), de que a variação no módulo de rigidez do reforço é baixa para ensaios realizados a taxas de deformação inferiores a $0,69\%/min$, na presente pesquisa se

optou por realizar os ensaios a uma taxa de deformação de 0,42%/min. Esses ensaios de tração faixa larga foram realizados no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, utilizando o aparato desenvolvido na pesquisa de CARAPAJÓ (2018).

O ensaio de tração faixa larga conta com: uma prensa mecânica da Wykeham Farrance; uma célula com capacidade de 50kN; corpos de prova de reforço geossintético; duas garras do tipo bloco compressivo, para fixação do reforço; elos de correntes e manilhas para fixação do reforço na prensa mecânica; um extensômetro previamente calibrado; e sistema de aquisição de dados. O ensaio pode ser observado na Figura 3.22.



(a)

(b)

Figura 3.22 – Ensaio de tração faixa larga realizado no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ.

Foram utilizados dois corpos de prova, possuindo rigidez secante de catálogo de 1100 kN/m e 2200 kN/m. Os corpos de prova possuíam 188 mm +/- 1 mm de altura (distância entre as garras) e 378 mm +/- 1 mm de largura, mantendo uma proporção de 2:1 na relação largura:altura. Antes de realizar os ensaios a uma taxa de deformação de 0,42%/min, foram realizados diversos ciclos de carregamento e descarregamento dos reforços, de forma a simular as condições dos reforços utilizados no modelo físico.

Devido a limitações do sistema utilizado no ensaio de tração faixa larga, a deformação do reforço geossintético foi limitada a 3%, não atingindo a condição de ruptura. Foram realizados um total de oito ensaios, dos quais o Ensaio 1 ao Ensaio 4 foram realizados no reforço de rigidez secante de catálogo de 1.100 kN/m e o Ensaio 5 ao Ensaio

8 foram realizados no reforço de rigidez secante de catálogo de 2.200 kN/m. A Figura 3.23 apresenta as curvas de tensão-deformação obtidas no Ensaio 4 e no Ensaio 8. As curvas de tensão-deformação dos demais ensaios de tração faixa larga são apresentadas no Anexo B.

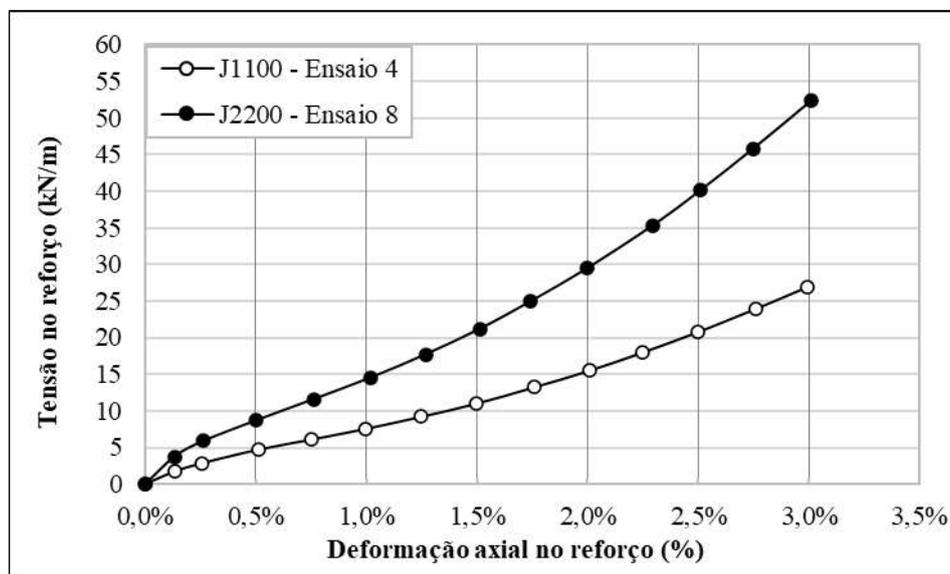


Figura 3.23 – Resultado dos ensaios de tração faixa larga realizados nos reforços geossintéticos.

Com o intuito de obter valores de tração compatíveis às deformações dos reforços geossintéticos no modelo físico, serão adotados como referência os módulos de rigidez secante resultantes de uma deformação do reforço de 2%. Sendo, portanto, obtidos módulos de rigidez secante de 773 kN/m no Ensaio 4, realizado no reforço com rigidez de catálogo de 1.100 kN/m, e 1.475 kN/m no Ensaio 8, realizado no reforço com rigidez de catálogo de 2.200 kN/m.

3.5. Procedimento executivo dos ensaios

Após finalizar a construção dos capitéis, a instalação da plataforma hidráulica, o fechamento da face frontal do modelo físico com as vigas metálicas, a lubrificação de todas as faces e a calibração dos instrumentos de monitoramento, pode-se iniciar os ensaios no modelo físico. O procedimento executivo dos ensaios é apresentado de forma simplificada em oito etapas, descritas nos subitens a seguir:

1ª Etapa – Instalação do reforço geossintético e locação dos extensômetros

O reforço geossintético com aproximadamente 3,0 m de largura e 7,4 m de comprimento é instalado sobre os capitéis e a plataforma hidráulica. No capitel traseiro, o reforço geossintético é travado utilizando chapas metálicas e parafusos (Figura 3.5.b).

Em seguida, o reforço é preso no capitel frontal utilizando elos para conectar as tiras do reforço às as tiras do reforço instalado sob o capitel frontal para travamento (Figura 3.5.a).

Então, procede-se a instalação dos extensômetros nas posições de interesse (Figura 3.24.a). É válido ressaltar, que nos ensaios realizados com apenas uma camada de reforço, um número maior de extensômetros foram instalados na primeira camada, pois eles não precisariam ser instalados na segunda camada (Figura 3.11).

Uma camada de geotêxtil do tipo BIDIM OP-20 é instalada sobre a plataforma hidráulica com traspasse de cerca de 40 cm em todas as direções da plataforma (Figura 3.24.b). Esse geotêxtil tem como objetivo minimizar perdas do material do aterro nos vãos existentes nas extremidades da plataforma hidráulica. Por fim, o reforço geossintético é esticado, utilizando o sistema de pré-tensionamento. Desta forma, assegura-se que o reforço será solicitado imediatamente ao iniciar o rebaixamento da plataforma hidráulica.

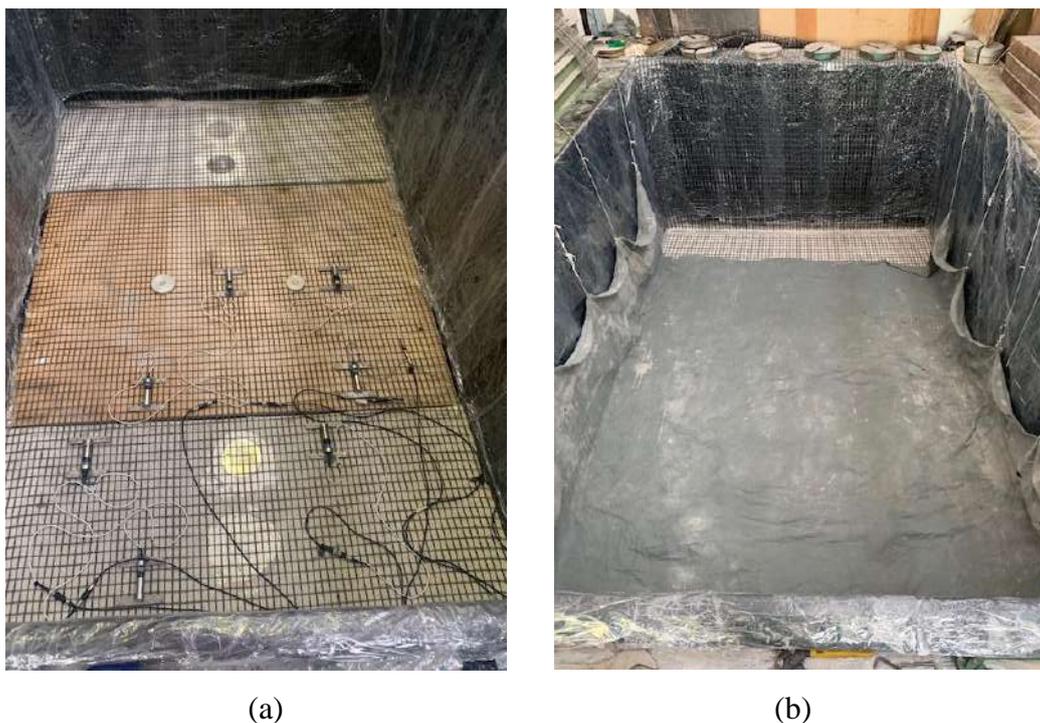


Figura 3.24 – Primeira etapa construtiva: (a) instalação dos extensômetros no reforço geossintético; (b) cobertura da plataforma hidráulica com geotêxtil tipo BIDIM.

2ª Etapa – Lançamento e compactação da 1ª camada de aterro

Para o lançamento do material do aterro (quartzo moído) são utilizadas bolsas com capacidade para 2.000 kg, que são deslocadas com o auxílio de uma ponte rolante (Figura 3.25). Após o lançamento da camada de aterro, ela é nivelada manualmente para, em

seguida, realizar a sua compactação. As camadas de aterro possuem cerca de 16 cm de altura.

A compactação é realizada durante 10 minutos por uma placa vibratória (compactação leve) capaz de aplicar uma tensão induzida de 8 kPa no aterro (EHRLICH ET AL., 2012). O operador circula no interior do modelo de forma a assegurar que todo o aterro foi uniformemente compactado (Figura 3.26.a).

Caso o ensaio incluía a compactação pesada, após realizar a compactação com a placa vibratória, utiliza-se o compactador soquete vibratório tipo “sapo” (compactação pesada) durante 10 minutos. Esse compactador é capaz de aplicar uma tensão induzida no aterro de 63 kPa (EHRLICH ET AL., 2012). Assim como no caso da placa vibratória, o operador circula pelo interior do modelo de forma a garantir a uniformização da compactação (Figura 3.26.b).



Figura 3.25 – Lançamento da bolsa de areia com auxílio da ponte rolante.



Figura 3.26 – Compactação do aterro com: (a) placa vibratória; e (b) soquete vibratório.

3ª Etapa – Instalação da 2ª camada de reforço geossintético (se aplicável)

Caso o ensaio inclua duas camadas de reforço geossintético, ao término da compactação da primeira camada de aterro, ela deve ser devidamente nivelada utilizando uma régua tipo sarrafo. Em seguida, o reforço geossintético, que se encontrava apoiada sobre a face do fundo do modelo, deve ser lançada e conectada aos elos do capitel frontal, de forma a travar a segunda camada de reforço. Realiza-se, então a instalação dos extensômetros da segunda camada (Figura 3.27). E, por fim, o reforço é esticado, utilizando o sistema de pré-tensionamento.



Figura 3.27 – Instalação da 2ª camada de reforço geossintético.

4ª Etapa – Lançamento e compactação das demais camadas de solo

As cinco camadas de aterro remanescentes são executadas de forma similar à 2ª Etapa, com aproximadamente 15 cm de altura cada.

5ª Etapa – Instalação dos medidores de deslocamento vertical (MDV's)

Após o término da compactação e nivelamento da sexta camada, procede-se a instalação dos MDV's. Primeiramente, deve-se verificar se os MDV's estão devidamente saturados e calibrados. Em seguida, deve-se determinar a locação do MDV, escavar cerca de 10 cm de solo da última camada do aterro, posicionar o MDV e, utilizando um martelo de borracha e uma régua de nível, assegurar que o MDV está devidamente nivelado. Conecta-se, então, um tubo plástico rígido no orifício superior do MDV (Figura 3.19.b), ligado à pressão atmosférica, e procede-se o cobrimento do instrumento com o material do aterro.

6ª Etapa – Instalação do sistema de sobrecarga

O sistema de sobrecarga é instalado conforme descrito no subitem 3.1. Primeiramente, instala-se as bolsas de ar envoltas em geotêxtil do tipo BIDIM OP-20. Então, posiciona-se os compensados de madeira, as vigas metálicas, as vigas de madeira maçaranduba e as vigas de reação. As vigas de reação são travadas através de tirantes ancorados na laje do laboratório. As bolsas de ar são conectadas por mangueiras ao sistema de aplicação de ar comprimido e o transdutor de pressão é ligado em série nessa mangueira. As etapas de instalação do sistema de sobrecarga foram apresentadas na Figura 3.9.

7ª Etapa – Rebaixamento da plataforma

O rebaixamento da plataforma é realizado após a conclusão da instalação do sistema de sobrecarga. Entretanto, antes de iniciar o rebaixamento, é importante verificar se os MDV's estão devidamente conectados ao sistema de aquisição de dados.

O rebaixamento da plataforma inicia-se quando há liberação dos registros dos macacos hidráulicos. Para realizar o rebaixamento da plataforma controladamente, deve-se liberar o registro que bloqueia simultaneamente os quatro macacos hidráulicos aos poucos, de forma a rebaixar a plataforma em 120 minutos. O rebaixamento é monitorado através dos medidores de deslocamento instalados na plataforma (PLAT's).

8ª Etapa – Aplicação da sobrecarga

A etapa final do ensaio consiste na aplicação de sobrecarga no sistema. A sobrecarga deve ser aplicada em incrementos de 10 kPa até atingir um valor de 50 kPa. Antes de avançar para o incremento de sobrecarga seguinte, deve-se aguardar a estabilização das leituras do transdutor de pressão, conectado em série com as bolsas de ar, e das células de pressão total (CPT's), instaladas no capitel. Após atingir 50 kPa, a pressão no sistema é diminuída em reduções de 10 kPa. O ensaio termina quando a sobrecarga aplicada sobre o aterro retorna ao seu valor inicial (0 kPa).

3.6. Programação de ensaios

Na presente pesquisa foram realizados 12 ensaios no Modelo Físico da COPPE/UFRJ. A Tabela 3.1 apresenta um resumo dos ensaios realizados.

Tabela 3.1 - Resumo dos ensaios realizados no Modelo Físico.

Ensaio	Nº de Camadas de Reforço	Rigidez de Catálogo do Reforço (kN/m)	Tipo de Compactação
M1	1	2200	Leve
M2	1	2200	Leve
M3	2	2200	Leve
M4	1	2200	Leve
M5	2	2200	Leve
M6	2	2200	Leve
M7	2	1100	Leve
M8	2	1100	Leve
M9	1	2200	Leve
M10	1	2200	Pesada
M11	1	2200	Leve
M12	1	2200	Pesada

$H=0,90$ m; $s=3,00$ m; $a=1,56$ m; $H/(s-a)=0,63$, para todos os ensaios.

Os ensaios M1 e M2 foram realizados utilizando os capiteis desenvolvidos na pesquisa de DIEGUEZ (2019), ou seja, capiteis em madeira tipo maçaranduba reforçados estruturalmente e cobertos com painéis de compensado naval. Nesses dois ensaios, os capiteis possuíam largura de 1,00 m e o reforço geossintético era posicionado sobre os

capitéis, porém não era travado nas extremidades dos capitéis. O reforço geossintético era esticado utilizando blocos de concreto temporários (Figura 3.28.a) e, após o lançamento da primeira camada de reforço, os blocos eram removidos e as extremidades do reforço eram ancoradas no aterro, similarmente a faces envelopadas de muros de contenção (Figura 3.28.b).

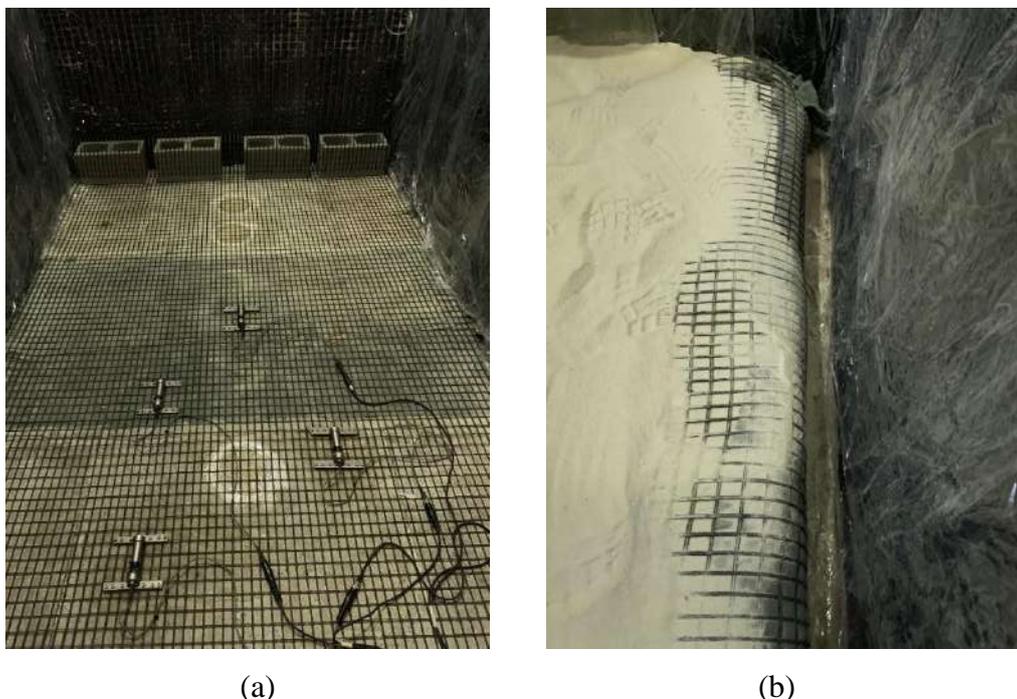


Figura 3.28 – Configuração dos ensaios M1 e M2: (a) reforço geossintético esticado com bloco de concreto; (b) extremidade do reforço ancorado no solo, similar à uma face envelopada.

Devido às dificuldades em garantir que o reforço geossintético estava devidamente esticado e que não havia movimentação/ escorregamento do reforço nas regiões próximas às extremidades dos capitéis, esta solução foi substituída pela solução apresentada na Figura 3.5. Desta forma, os resultados obtidos nos ensaios M1 e M2 foram descartados. Apesar disso, esses ensaios foram fundamentais para definir as soluções adotadas nos ensaios subsequentes.

Antes de realizar o Ensaio M3, os capitéis do modelo físico foram substituídos por blocos de concreto estrutural cobertos com lajes de concreto armado. Os capitéis passaram a possuir 0,78 m de largura e o reforço geossintético passou a ser travados em ambas as extremidades, vide Figura 3.5.

Na presente pesquisa, tinha-se como objetivo variar o número de camadas de reforço, a rigidez do reforço e o tipo de compactação. Portanto, foram realizados ensaios em quatro configurações diferentes, adotando-se: uma camada reforço geossintético com

rigidez de catálogo de 2.200 kN/m com compactação leve; uma camada reforço geossintético com rigidez de catálogo de 2.200 kN/m com compactação pesada; duas camadas reforço geossintético com rigidez de catálogo de 1.100 kN/m com compactação leve; e duas camadas reforço geossintético com rigidez de catálogo de 2.200 kN/m com compactação leve.

Nos ensaios realizados, cada configuração foi repetida pelo menos uma vez. De forma a garantir a repetibilidade nos resultados dos ensaios e, conseqüentemente, a confiabilidade. Nos casos em que se observaram discrepâncias entre os resultados dos dois ensaios realizados em uma mesma configuração, um terceiro ensaio foi performedo, visando identificar o ensaio cujos resultados das instrumentações apresentaram inconsistências.

Desta forma, no Capítulo 4 serão detalhados os resultados dos ensaios M11 e M12, ambos realizados com uma camada de reforço geossintético com rigidez de catálogo de 2.200 kN/m, porém variando o tipo de compactação (leve e pesada, respectivamente). No Capítulo 5 serão detalhados os resultados dos ensaios M6 e M8, ambos realizados com duas camadas de reforço geossintético, porém variando o valor da rigidez (rigidez de catálogo de 2.200 kN/m e 1.100 kN/m, respectivamente).

4. ATERROS ESTRUTURADOS COM UMA CAMADA DE REFORÇO

No presente capítulo, serão apresentados os resultados de ensaios efetuados sob duas condições diversas de compactação do solo, mantendo as demais características inalteradas. No primeiro ensaio empregou-se uma camada de reforço geossintético com rigidez igual a 1.475 kN/m e compactação leve (placa vibratória). No segundo ensaio utilizou-se uma camada de reforço com mesma rigidez e compactação pesada. Neste ensaio, após a compactação com a placa vibratória, prosseguiu-se a compactação com o compactador a percussão (sapo). O cotejamento dos resultados desses ensaios permitiu a avaliação do efeito da compactação na performance desse tipo de estrutura.

O primeiro ensaio, realizado apenas com a compactação leve, foi também tomado como referência e comparado com os resultados obtidos através de métodos analíticos propostos pela BS8006 (2010), EBGEO (2011), CUR226 (2015) e por EHRLICH (2001, *apud* SALES, 2002). Note-se que esses métodos não levam em consideração as tensões induzidas pela compactação nos cálculos.

4.1. Aterro estruturado com uma camada de reforço e compactação leve

Nesse item são apresentados os resultados do Ensaio M11 realizado com uma camada de reforço geossintético com rigidez igual a 1.475 kN/m e compactação leve. As tensões aplicadas nas CPT's, a eficiência do arqueamento, as trações no reforço geossintético registradas pelos extensômetros e o recalque diferencial obtido pelos MDV's são analisadas durante o rebaixamento da plataforma e durante a aplicação da sobrecarga.

4.1.1. Tensões totais sobre os capitéis

As tensões totais sobre os capitéis foram monitoradas em três pontos, utilizando células de pressão total (CPT's). A CPT1 e CPT2 foram instaladas próximas às bordas dos capitéis e seus eixos distam 17 cm das bordas dos capiteis (Figura 3.11). Já a CPT3 foi instalada com o seu eixo a 49 cm da borda do capitel. A Figura 4.1 apresenta o gráfico das tensões totais (kPa) em função do rebaixamento da plataforma (mm) para as células de pressão total instaladas no Ensaio M11.

Observa-se que a CPT1 e a CPT2 apresentaram seus valores máximos no início do rebaixamento, registrando 45,0 kPa e 41,5 kPa, respectivamente, após a plataforma rebaixar 5 mm. A semelhança nas tensões obtidas para ambos os instrumentos era

esperada, uma vez que esses instrumentos foram instalados em posições simétricas. Observa-se que conforme a plataforma era rebaixada, os valores medidos pelas CPT1 e CPT2 reduziram até atingir um patamar, em torno de 31,5 kPa. Esse valor é significativamente superior à tensão geostática de 18,2 kPa, definida como o limite inferior (Equação (3.1)), e se aproxima da tensão uniformemente distribuída sobre os capitéis ao considerar todo o carregamento do aterro sendo suportado por eles, de 34,9 kPa, definida como o limite superior (Equação (3.2)). Sendo assim, a concentração das tensões do carregamento sobre o capitel, devido ao efeito do arqueamento no aterro, é verificada.

Em contra partida, a CPT3, instalada no meio do capitel, atingiu o seu valor de pico de 20,2 kPa antes da plataforma rebaixar 1 mm. Após a plataforma rebaixar cerca de 20 mm, a tensão na célula manteve-se aproximadamente constante, apresentando um patamar em 16,2 kPa. Esse valor encontra-se próximo à tensão geostática de 18,2 kPa, evidenciando, portanto, que a tensão no capitel é máxima próximo a sua borda e reduz em direção ao centro do capitel. Esse comportamento foi descrito por TERZAGHI e PECK (1967) e apresentado na Figura 2.2.

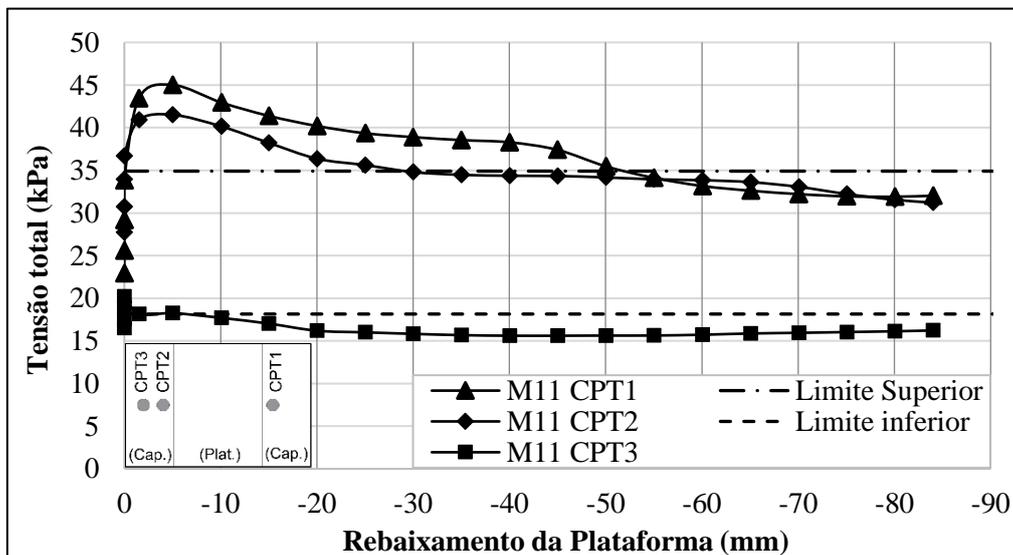


Figura 4.1 – Tensões totais nas CPT's do Ensaio M11 durante o rebaixamento da plataforma.

Após o término de rebaixamento da plataforma, foram aplicados incrementos de sobrecarga de 10 kPa no aterro até atingir 50 kPa, conforme apresentado no Item 3.1. Como após o término do rebaixamento, o reforço geossintético deixa de tocar a plataforma, não é possível monitorar a sua deflexão após esse momento. Portanto, na

Figura 4.2 o gráfico das tensões totais nos capitéis é apresentado em função da sobrecarga aplicada no sistema.

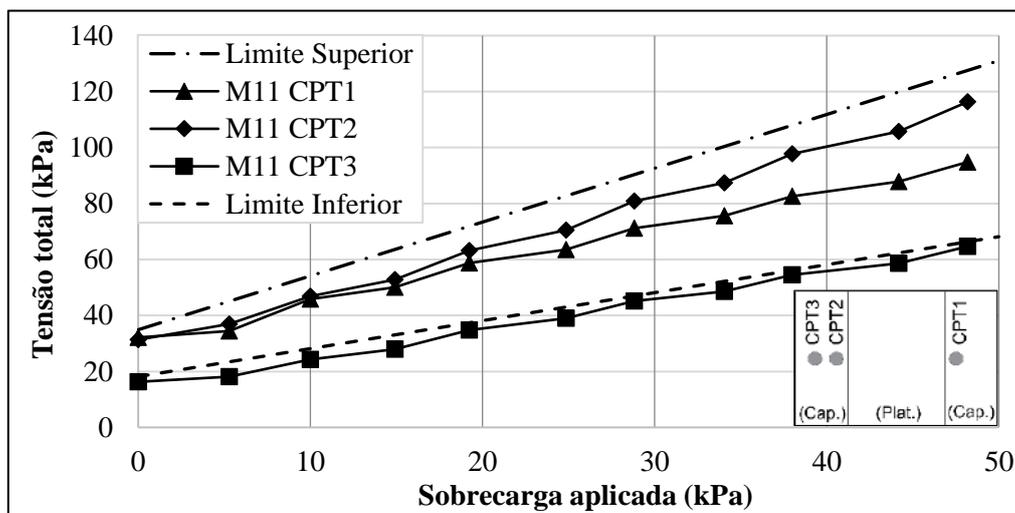


Figura 4.2 – Tensões totais nas CPT's do Ensaio M11 durante a aplicação da sobrecarga.

Na Figura 4.2, observa-se que ao aplicada uma sobrecarga de aproximadamente 50 kPa no sistema, as tensões registradas pelas células CPT1 e CPT2 foram, respectivamente, de 94,8 kPa e 116,3 kPa. Portanto, a CPT2 obteve um valor 22% maior que a CPT1. Observa-se que o crescimento dessa diferença foi progressivo e no início da aplicação da sobrecarga ambas as células apresentavam valores semelhantes. A tensão na CPT3 aumentou de forma regular, registrando uma tensão de 64,7 kPa ao aplicar uma sobrecarga de aproximadamente 50 kPa.

A Figura 4.2 também apresenta os limites inferior e superior. Observa-se que a progressão das tensões registradas pela CPT3, instalada no meio do capitel, é semelhante ao limite inferior. Já as tensões registradas pelo CPT2, instalada na borda do capitel, aproximam-se do limite superior. Com base nesses resultados é possível não somente assumir que a tensão no capitel é máxima próximo a sua borda e reduz em direção ao centro do capitel, como também que a tensão na borda do capitel representa o limite superior e a tensão no meio do capitel o limite inferior.

4.1.2. Eficiência do arqueamento

A eficiência no arqueamento durante o rebaixamento da plataforma foi obtida conforme apresentado no item 3.2.4, através da razão entre a parcela do carregamento medida sobre os capitéis e o carregamento total do modelo, considerando a distribuição de tensões sobre o capitel de acordo com a Figura 3.17. A eficiência obtida a partir das

leituras das CPT's do Ensaio M11, em função do rebaixamento da plataforma, é apresentada na Figura 4.3.

A Figura 4.3 apresenta também a eficiência do arqueamento baseada nas leituras das células de carga instaladas no macaco hidráulico abaixo da plataforma (CM's). Nesse caso, a parcela do carregamento medido sobre os capitéis é obtida através da subtração da parcela do aterro suportado pela plataforma (monitorada pelas CM's) do carregamento total do modelo ($\gamma.H+q$).

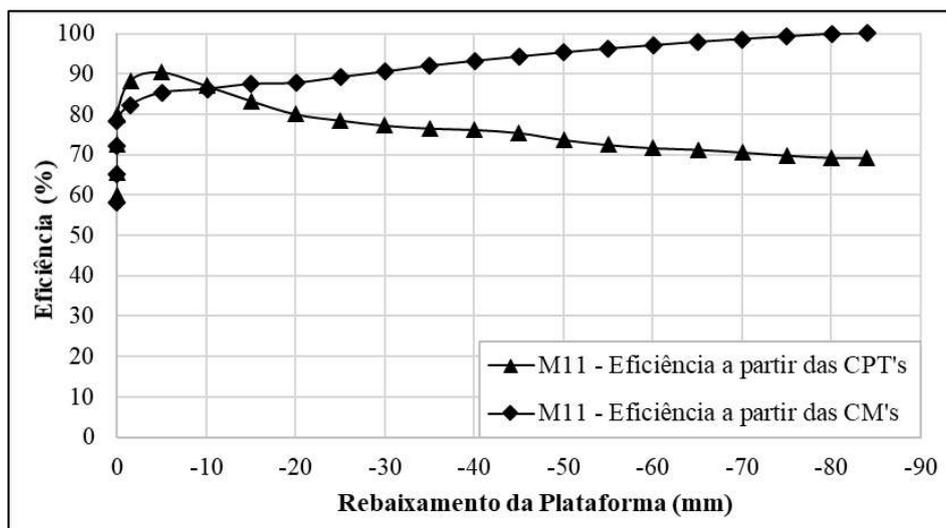


Figura 4.3 – Eficiência do arqueamento do Ensaio M11, durante rebaixamento da plataforma.

A eficiência obtida a partir das CPT's atingiu seu valor máximo de 90,4%, para um rebaixamento de 5 mm e, ao término do rebaixamento da plataforma, a eficiência do Ensaio M11 reduziu para 69,2%. Observa-se que a tendência dessa curva apresenta uma forte correlação com as tensões totais monitoradas na CPT1 e CPT2, na Figura 4.1. Em contra partida, ao analisar a eficiência do arqueamento com base nas leituras das CM's, observa-se que a eficiência atinge 79,8% imediatamente ao iniciar o rebaixamento da plataforma e atinge 100% no momento em que o reforço geossintético deixa de tocar a plataforma.

Essa diferença na eficiência calculada através das CPT's e CM's pode ser justificada pelo fato das CPT's registrarem pontualmente as cargas que chegam aos capitéis e não a totalidade dessas cargas. Portanto, acredita-se que durante o rebaixamento da plataforma ocorrem redistribuições das cargas sobre os capitéis que não são plenamente registradas pelas CPT's.

4.1.3. Tração no reforço geossintético

A tração mobilizada foi determinada com base nas deformações medidas através de sete extensômetros posicionados em diferentes pontos no reforço. Conforme a Figura 3.11, os extensômetros 4, 7 e 8 foram instalados no meio da plataforma, o extensômetro 2 próximo a borda da plataforma, os extensômetros 3 e 5 próximos a borda do capitel e o extensômetro 1 no meio do capitel.

Na Figura 4.4 é apresentado o gráfico da tração no reforço em função do rebaixamento da plataforma. Verifica-se que ao iniciar o rebaixamento da plataforma a solicitação do reforço é mínima e, conforme o rebaixamento da plataforma progride, aumenta a solicitação no reforço geossintético através do efeito membrana. Com isso, a tração no reforço aumenta progressivamente até o momento em que o reforço geossintético deixa de tocar a plataforma, registrando a leitura máximas de tração no reforço. Nesse momento ocorre o equilíbrio de forças no sistema.

Ao término do rebaixamento, a tração média no meio do vão é de 21,1 kN/m e próximo a borda do vão seu valor é de 16,4 kN/m. Portanto, observa-se uma redução de 22,3% entre a tração no meio do vão e a tração próxima a borda do vão. A tração no reforço próximo a borda do capitel é de 2,9 kN/m e no meio do capitel é nula, respeitando a premissa de EHRlich (2001) de que no meio do capitel a tração no reforço é zero.

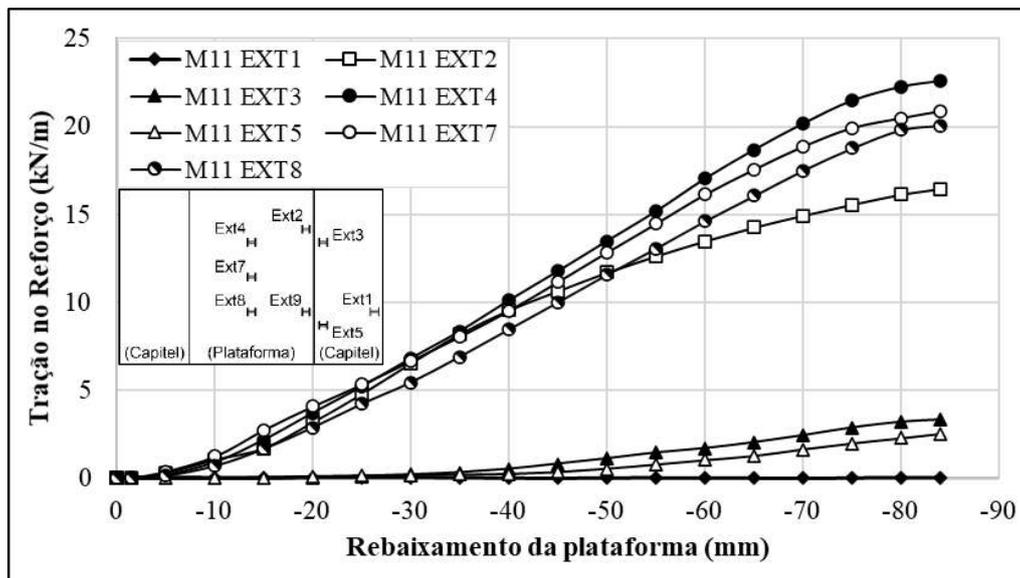


Figura 4.4 – Tração no reforço geossintético do Ensaio M11 durante o rebaixamento.

Na Figura 4.5 é apresentado o gráfico da tração no reforço em função da aplicação de incrementos de sobrecarga no aterro. Observa-se uma linearidade na evolução da

tração no reforço geossintético, principalmente na região do reforço localizada sobre o vão livre. No momento em que a sobrecarga se aproxima de 50 kPa, a tração média registrada no meio do vão é de 30,4 kN/m e próximo a borda do vão seu valor é de 26,4 kN/m. Portanto, verifica-se que, antes da aplicação da sobrecarga, a tração registrada próxima a borda do vão era 22,3% menor do que a tração no meio do vão e, para uma sobrecarga de aproximadamente 50 kPa, essa diferença diminuiu para 13,3%. A taxa de crescimento da tração no reforço em função da sobrecarga foi, em média, de 0,21 para os extensômetros locados sobre a plataforma móvel e 0,05 para o extensômetro locado sobre a borda do capitel.

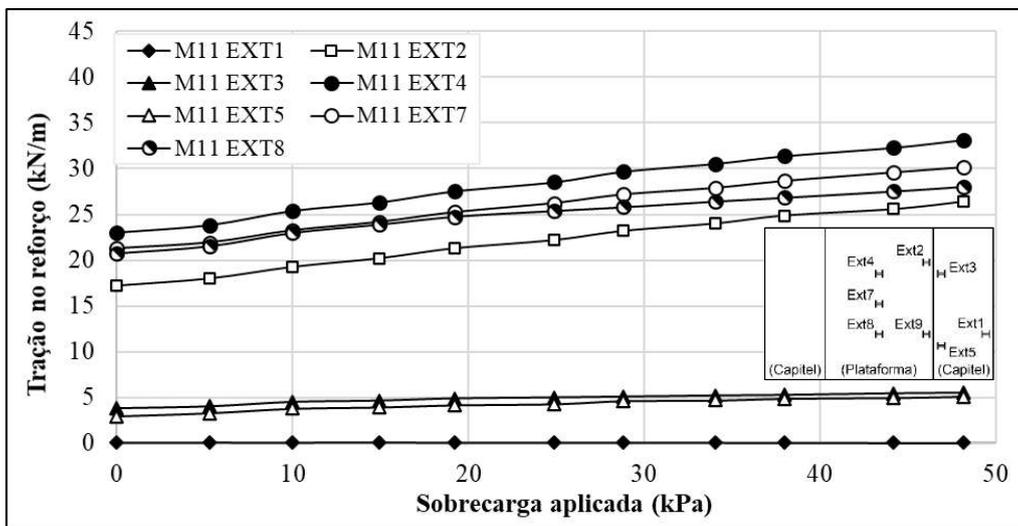


Figura 4.5 – Tração no reforço geossintético do Ensaio M11 durante a aplicação da sobrecarga.

A progressão da tração no reforço conforme a aplicação de incrementos de sobrecarga também pode ser observada na Figura 4.6, na qual apresenta-se a locação dos extensômetros na direção longitudinal do modelo. A posição zero representa o meio da plataforma e as linhas tracejadas verticais, as bordas dos capitéis (± 72 cm). Nessa figura fica evidente que o valor da tração é máximo no meio do vão livre e reduz conforme se desloca para o meio do capitel, onde seu valor torna-se nulo.

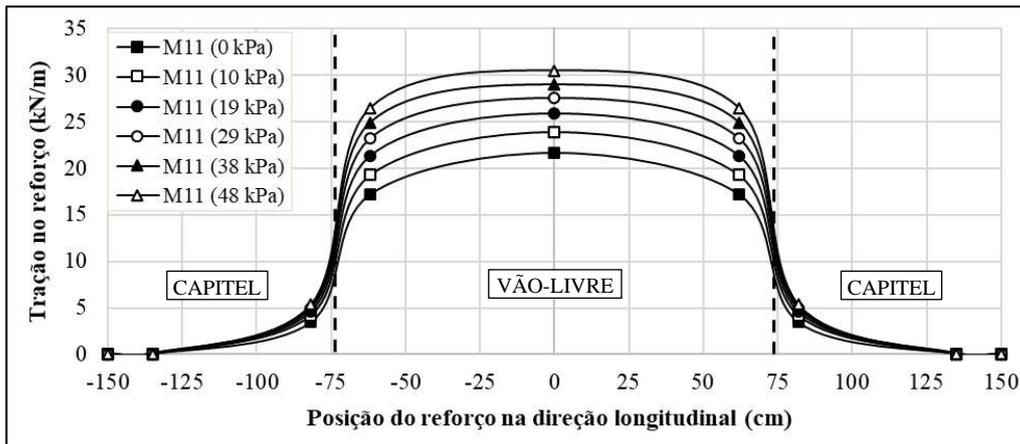


Figura 4.6 – Tração ao longo do reforço no Ensaio M11, durante progressão da sobrecarga.

4.1.4. Recalque diferencial na superfície

Os recalques na superfície foram obtidos utilizando medidores de deslocamentos verticais (MDV's), instalados na última camada de aterro, posicionados na vertical do capitel e do meio da plataforma. No Ensaio M11, o MVD1 foi instalado sobre o capitel e os demais medidores foram posicionados na vertical correspondente ao meio da plataforma (MDV2, 3 e 5), vide Figura 3.12.b. A Figura 4.7 apresenta as leituras dos MDV's durante o rebaixamento da plataforma.

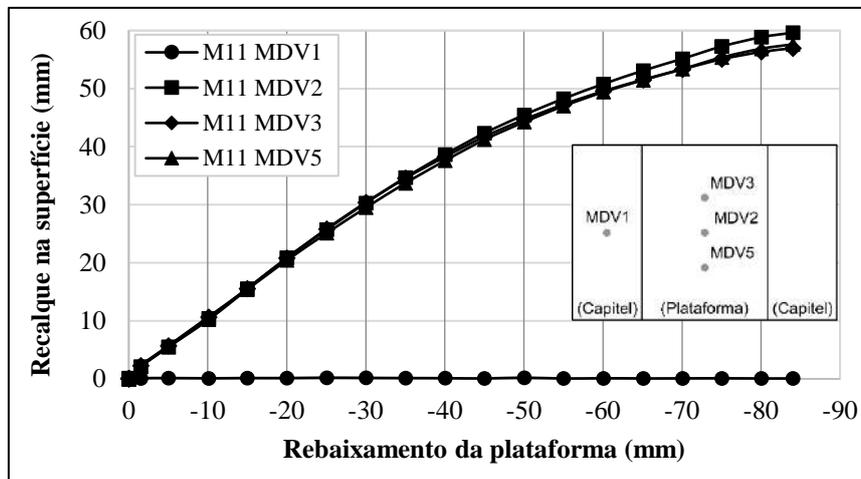


Figura 4.7 – Recalque na superfície do aterro do Ensaio M11 no rebaixamento da plataforma.

Na Figura 4.7, observa-se que os três MDV's instalados na direção do meio da plataforma apresentaram deslocamentos semelhantes, registrando uma diferença máxima entre eles inferior a 5%. Isso comprova a premissa de que o modelo representa a condição de deformação plana. Além disso, nota-se que no medidor instalado na direção do capitel (MDV1) o recalque na superfície é desprezível e, ao término do rebaixamento da plataforma, é da ordem de 0,06 mm. Desta forma, o recalque diferencial foi obtido através

da média dos deslocamentos dos MDV's instalados no meio da plataforma, resultando em um recalque diferencial de 58 mm.

A Figura 4.8 apresenta os recalques medidos na superfície do aterro sob a aplicação de incrementos de carga em sua superfície. No entanto, os registros do MDV1 não foram apresentados no gráfico, pois ao término do rebaixamento seu valor é de 0,89 mm, tornando-o imperceptível na escala adotada. Observa-se que ao aplicar uma sobrecarga de 50 kPa, o recalque superficial médio na direção do meio da plataforma foi de 79 mm. Nesse momento, a diferença máxima entre os MDV's instalados nessa direção foi de 3,5%.

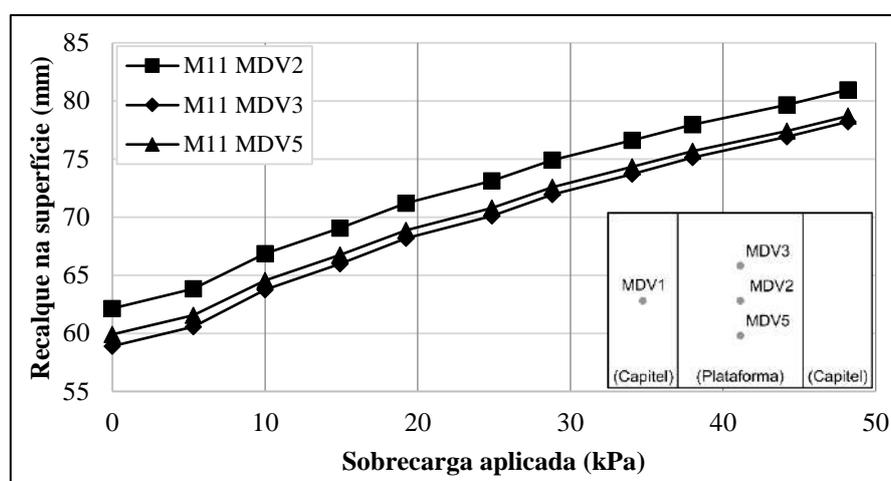


Figura 4.8 – Recalque na superfície do aterro do Ensaio M11 na aplicação da sobrecarga.

Por tratar-se de um aterro estruturado com a razão entre sua altura e o vão entre capitéis adjacentes ($H/(s-a)$) igual a 0,63, o que corresponde a um valor inferior às propostas de altura crítica encontradas na literatura (ver Tabela 2.2), recalques diferenciais elevados eram expectáveis na superfície do aterro.

4.1.5. Deflexão do reforço geossintético

A deflexão do reforço geossintético foi acompanhada através de medidores de deslocamento posicionados na base da plataforma. A deflexão máxima foi obtida quando o reforço deixou de tocar a plataforma, ou seja, quando o sistema entrou em equilíbrio. Nesse momento as leituras das células de carga instaladas sobre os macacos hidráulicos (CM's) se aproximam de 0 kN e as leituras dos medidores de deslocamento vertical (MDV's) e dos extensômetros se estabilizam. Portanto, no Ensaio M11, a deflexão máxima medida do reforço foi de 84 mm (vide Figura 4.3, Figura 4.4 e Figura 4.7).

4.2. Aterro estruturado com uma camada de reforço e compactação pesada

Nesse item são apresentados os resultados do Ensaio M12 realizado com uma camada de reforço geossintético com rigidez igual a 1.475 kN/m e compactação pesada, utilizando placa vibratória seguida por compactador a percussão (sapo). As tensões nas CPT's, a eficiência do arqueamento, as trações no reforço geossintético e o recalque diferencial na superfície são analisadas durante o rebaixamento da plataforma e durante a aplicação da sobrecarga e comparados aos resultados do Ensaio M11.

4.2.1. Tensão total sobre os capitéis

Na Figura 4.9 é apresentada as tensões registradas pelas CPT's instaladas sobre os capitéis do Ensaio M12. A locação dos capitéis foi apresentada na Figura 3.11.a. Nesse ensaio, observa-se que as tensões máximas registradas pela CPT1 e CPT2 apresentaram uma grande discrepância, enquanto a CPT1 registrou uma tensão máxima de 56,9 kPa, a CPT2 registrou uma tensão máxima de 44,0 kPa. Essa diferença de quase 30% nas tensões obtidas entre as duas células pode indicar o mau funcionamento de um desses instrumentos. Comportamento semelhante foi observado no Ensaio M10 (Anexo C), realizado nas mesmas configurações que o Ensaio M12.

No Ensaio M12, a célula CPT3, instalada no meio do capitel, atingiu o seu valor de pico de 20,9 kPa antes da plataforma rebaixar 1 mm. Após a plataforma rebaixar cerca de 25 mm, a tensão na célula manteve-se aproximadamente constante, apresentando um patamar de 14,8 kPa. Esse valor encontra-se próximo, porém abaixo, da tensão geostática de 18,6 kPa (limite inferior), obtida ao considerar o peso específico de 19,0 kN/m³ para o material do aterro cuja compactação foi pesada (compactador a percussão).

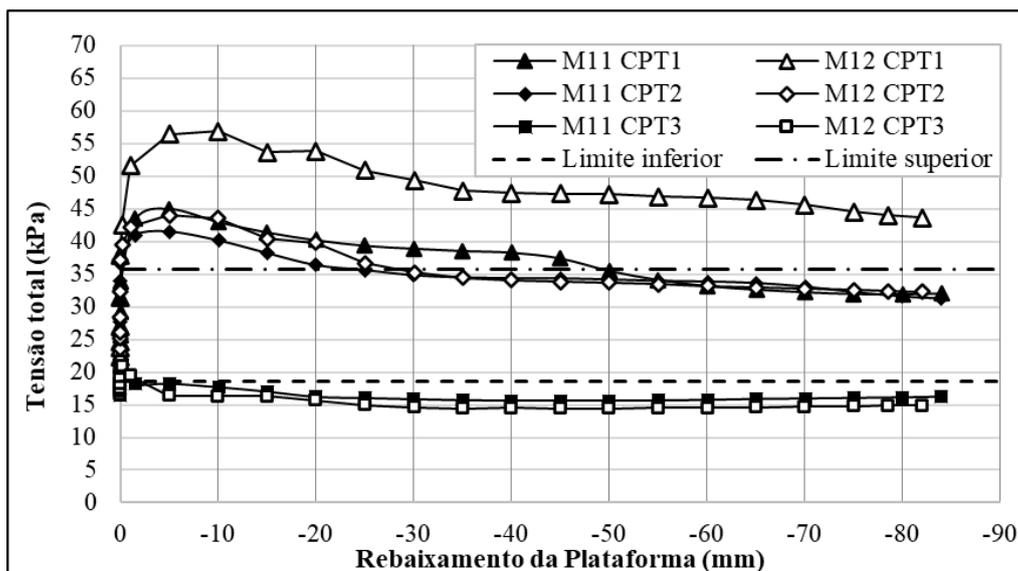


Figura 4.9 – Tensões nas CPT's dos ensaios M12 e M11 (referência) durante o rebaixamento.

Na Figura 4.9, ao comparar os ensaios M11 (compactação leve) e o Ensaio M12 (compactação pesada) observa-se que a CPT3 apresentou um comportamento semelhante em ambos os ensaios, se mantendo próximas à tensão geostática ao término do rebaixamento da plataforma. A comparação das células CPT1 e CPT2 entre os dois ensaios tornou-se mais complexa devido a discrepância entre os valores medidos no Ensaio M12. No entanto, as tensões máximas registradas pelas células CPT1 e CPT2 no ensaio realizado com a compactação pesada foram superiores ao Ensaio M11. A tensão máxima na CPT1 foi 26,3% maior e na CPT2 foi 6,0% maior. Sendo assim, a melhoria dos parâmetros de resistência do solo ao aplicar a compactação pesada contribuiu para aumentar a transferência do carregamento do aterro para os capitéis, intensificando o arqueamento.

Na Figura 4.10 é avaliada a influência da aplicação de incrementos de sobrecarga nas CPT's instaladas nos capitéis. Observa-se que no Ensaio M12 os valores registrados pela CPT3 se mantiveram próximos ao limite inferior, assim como foi observado no Ensaio M11. Já as células CPT1 e CPT2 se aproximaram do limite superior. Nota-se que ao iniciar a aplicação da sobrecarga a CPT1 registrou 43,8 kPa e a CPT2 registrou 32,6 kPa, portanto a CPT1 encontrava-se bastante acima do limite superior de 34,9 kPa. Ao se aproximar de uma sobrecarga de 50 kPa, a CPT1 registrou uma tensão de 121,1 kPa e a CPT2 registrou 103,8 kPa, ambas menores que o limite superior de 130,9 kPa.

Durante todo o carregamento, a CPT2 se manteve próxima ao limite superior, indicando uma linearidade entre os incrementos de sobrecarga e a tensão total nessa

célula. Com isso, entende-se que os registros de leitura da CPT2 são mais adequados que os registros da CPT1, sugerindo que apenas célula CPT2 funcionou adequadamente no Ensaio M12. Portanto, ao comparar as tensões registradas na CPT2 durante a sobrecarga no Ensaio M12 com as leituras das células CPT1 e CPT2 do Ensaio M11, observa-se que as leituras da CPT2 do Ensaio M12 se mantiveram superiores durante todo o ensaio, comprovando a influência da compactação do solo no efeito do arqueamento.

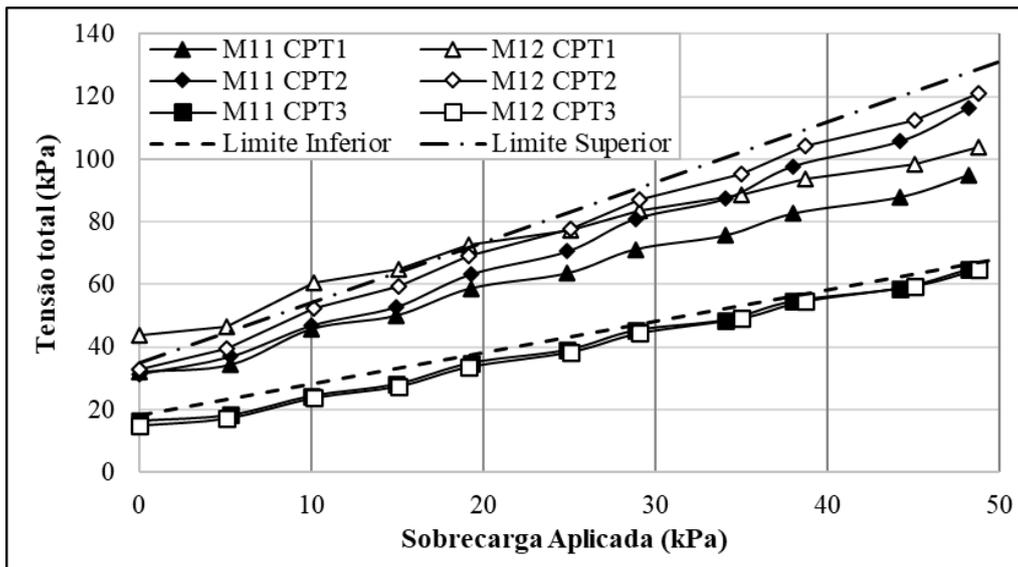


Figura 4.10 – Tensões nas CPT's dos ensaios M12 e M11 (referência) durante a sobrecarga.

4.2.2. Eficiência do arqueamento

A eficiência no arqueamento durante o rebaixamento da plataforma foi obtida através da razão entre a parcela do carregamento medida sobre os capitéis e o carregamento total do modelo, considerando o modelo de distribuição de tensões sobre o capitel apresentado na Figura 3.17. A eficiência também foi obtida a partir das células de carga instaladas sobre os macacos hidráulicos da plataforma (CM's), conforme foi apresentado no item 4.2.2. As duas representações da eficiência do Ensaio M12 são exibidas na Figura 4.11. Nessa figura também são exibidas as eficiências obtidas no Ensaio M11, a título de comparação.

Ao término do rebaixamento da plataforma, a eficiência do arqueamento, considerando os valores medidos nas CM's, foi de 100% para ambos os ensaios. No entanto, no Ensaio M12, uma eficiência de 87,6% foi atingida nos primeiros instantes do rebaixamento, ao passo que no Ensaio M11 a eficiência foi de 79,8%, no mesmo momento.

No Ensaio M12, utilizando os resultados das CPT's, a eficiência atingiu o valor máximo de 99,3%, para um rebaixamento da plataforma de 5 mm e, ao término do rebaixamento, seu valor foi de 71,0%. Observa-se que ao comparar os ensaios M11 e M12, ambos registraram a eficiência máxima após 5 mm de rebaixamento, porém o Ensaio M12, se aproximou mais da eficiência total de 100% do que o Ensaio M11, que registrou uma eficiência de 90,4%. Por outro lado, ao término do rebaixamento, as eficiências podem ser consideradas equivalentes (69,2% e 71,0%, respectivamente). Os resultados indicam que a compactação pesada resultou num aumento na eficiência do arqueamento, no Ensaio M12 (compactação pesada) a eficiência foi 9,8% superior à do Ensaio M11 (compactação leve).

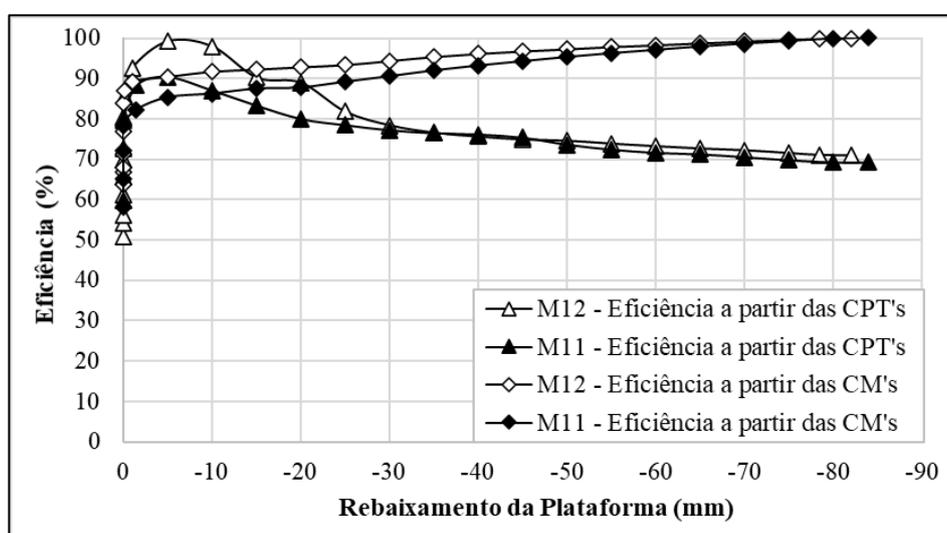


Figura 4.11 – Eficiência do arqueamento nos ensaios M12 e M11, no rebaixamento.

4.2.3. Tração no reforço geossintético

Na Figura 4.12, apresenta-se a evolução da tração no reforço durante o rebaixamento da plataforma no Ensaio M12, a partir das leituras médias dos extensômetros instalados em cada posição. A saber: extensômetros 4, 7 e 8 no meio do vão livre, extensômetros 2 e 9 próximos a borda do vão, extensômetros 3 e 5 próximos a borda do capitel e extensômetro 1 no meio do capitel (Figura 3.11). Os registros das leituras de cada extensômetro são apresentados no Anexo C.

Verifica-se o aumento progressivo da tração no reforço com o rebaixamento da plataforma, sobretudo nos extensômetros instalados no vão entre capitéis adjacentes. Isso ocorre devido ao elevado coeficiente de aderência entre o reforço geossintético, o capitel em concreto e o solo do aterro. No término do rebaixamento, a tração média no meio do

vão é de 19,9 kN/m e próximo a borda do vão seu valor é 15,5 kN/m. Portanto, observa-se uma redução de 22,2% entre a tração no meio do vão e a tração próxima a borda do vão. A tração no reforço próxima a borda do capitel é de 1,0 kN/m e no meio do capitel é nula.

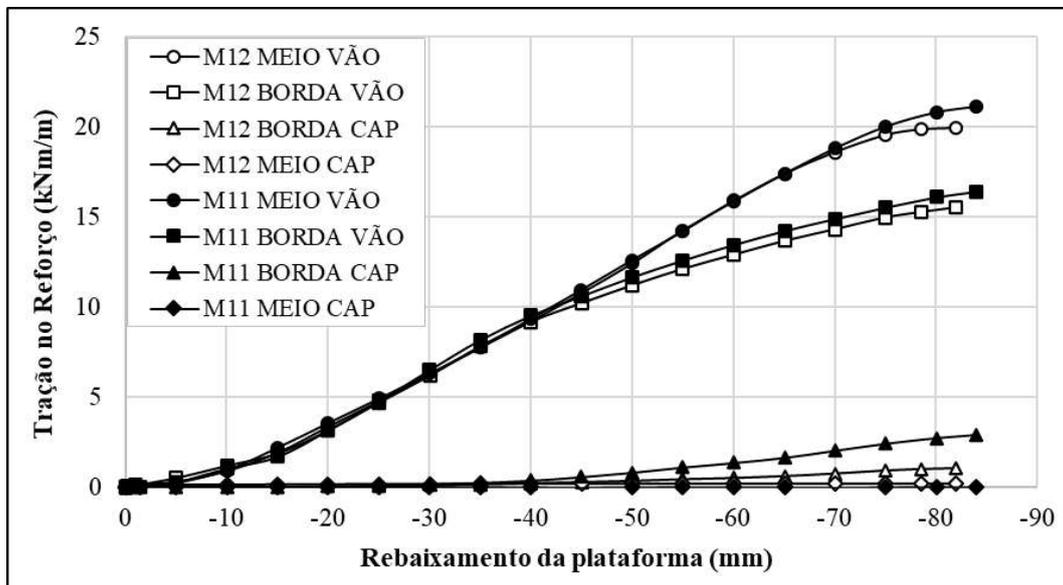


Figura 4.12 – Tração no reforço durante o rebaixamento (ensaios M12 e M11 - referência).

Ao comparar a tração no reforço entre os ensaios M11 e M12 durante o rebaixamento da plataforma na Figura 4.12, percebe-se que nos diversos pontos medidos os valores no Ensaio M12 (compactação pesada) se apresentam mais baixos. Ao término do ensaio, a tração no meio do vão do Ensaio M12 foi 5,7% inferior ao Ensaio M11. Diferentemente do que foi observado nos registros de tensão das CPT's instaladas nas bordas dos capitéis, onde as leituras foram mais elevadas no Ensaio M12. Isso indica o aumento da eficiência do arqueamento ao aplicar a compactação pesada no aterro, contribuindo para reduzir a solicitação do reforço geossintético através do efeito membrana.

Na Figura 4.12, chama-se atenção a tração média no reforço registrada na borda do capitel ao término do rebaixamento da plataforma. Observa-se que a leitura no Ensaio M11 foi 190% maior do que no Ensaio M12 (2,9 kPa no Ensaio M11 e 1,0 kPa no Ensaio M12). Os resultados confirmam que a compactação pesada promove uma maior eficiência do arqueamento no solo e diminui a solicitação no reforço.

Na Figura 4.13 é apresentado a tração média no reforço do Ensaio M12 nos pontos de instalação de extensômetros ao aplicar incrementos de sobrecarga de

aproximadamente 10 kPa, em um intervalo de 0 kPa a 50 kPa. Ao analisar a tração no meio do vão livre e em sua extremidade, percebe-se uma tendência parecida em suas curvas. No início da aplicação da sobrecarga (0 kPa), a tração na borda do vão era 22,4% menor e, com a progressão da sobrecarga, essa diferença reduziu gradativamente, até registrar uma tração 15,7% inferior ao aplicar uma sobrecarga de aproximadamente 50 kPa.

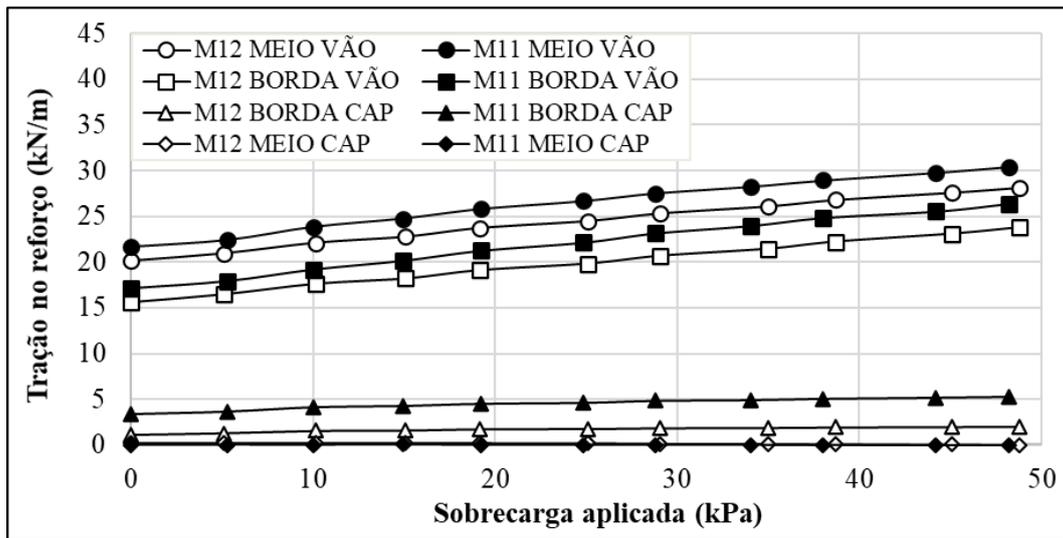


Figura 4.13 – Tração no reforço durante sobrecarga (ensaios M12 e M11 - referência).

Ao comparar tração no reforço entre os ensaios M11 e M12 na Figura 4.13, verifica-se que a tração no Ensaio M11 se manteve superior durante todos os incrementos de sobrecarga. Além disso, foi observado um padrão entre as leituras dos extensômetros instalados no meio do vão livre e em sua borda, no qual a tração na extremidade é em média 18% inferior a tração no meio do vão.

4.2.4. Recalque diferencial na superfície

No Ensaio M12, o monitoramento do recalque foi efetuado por medidores instalados na direção do capitel (MDV5) e três outros instalados na direção do meio da plataforma (MDV1, 2 e 3), conforme pode ser observado na Figura 3.12.b. A Figura 4.14 apresenta a leitura média dos MDV's instalados na projeção do meio do vão e as leituras do MDV instalado sobre o capitel durante o rebaixamento da plataforma e, no Anexo C, são apresentados os registros de cada MDV separadamente. Verifica-se que o deslocamento do MDV instalado sobre a projeção do capitel foi desprezível e o recalque médio dos demais MDV's foi de 50 mm.

Comparando na Figura 4.14 o recalque na superfície entre os ensaios M11 e M12, observa-se que no Ensaio M12, realizado com compactação pesada, o recalque foi 14% menor ao final do rebaixamento da plataforma. Endossando a influência positiva da compactação no arqueamento do solo e sugerindo, inclusive, que a compactação pode influenciar na altura crítica do aterro, ou seja, na altura a partir da qual não é mais observado recalque diferencial no aterro.

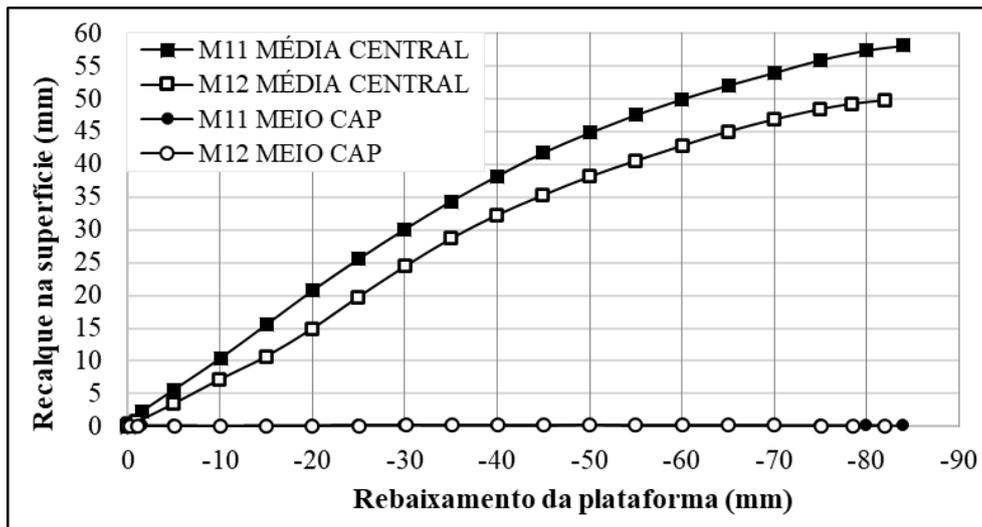


Figura 4.14 – Recalque na superfície do aterro nos ensaios M12 e M11, durante o rebaixamento.

Na Figura 4.15, são apresentados os valores dos recalques medidos pelos MDV's ao aplicar incrementos de sobrecarga. Assim como foi observado no Ensaio M11, o recalque do MDV instalado na direção do capitel foi mínimo e, portanto, omitido do gráfico. Já o recalque médio na direção do meio do vão do Ensaio M12, ao aplicar uma sobrecarga de cerca de 50 kPa, foi de 69 mm, ou seja, 13% menor do que o recalque no Ensaio M11. Na Figura 4.15, percebe-se tendências similares em ambos os ensaios na relação entre os incrementos de sobrecarga e o recalque na superfície.

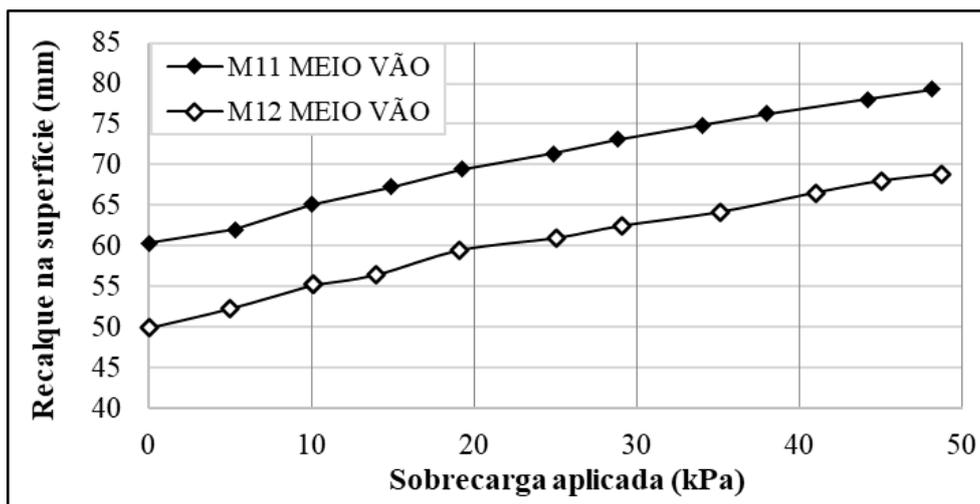


Figura 4.15 – Recalque na superfície do aterro nos ensaios M12 e M11, durante sobrecarga.

4.2.5. Deflexão do reforço geossintético

A deflexão máxima foi obtida quando o reforço deixou de tocar a plataforma. Nesse momento as leituras das células de carga instaladas sobre os macacos (CM's) se aproximam de 0 kN e as leituras dos medidores de deslocamento vertical (MDV's) e dos extensômetros se estabilizam (vide Figura 4.11, Figura 4.12 e Figura 4.14).

A deflexão máxima medida nos ensaios M11 e M12 foi de 84 mm e 82 mm, respectivamente. Portanto, o Ensaio M12, realizado com compactação pesada, apresentou uma deflexão máxima 2,4% menor. Destaca-se que tal redução na deflexão é resultado de menores deformações do reforço geossintético e, conseqüentemente, menores solicitações de tração, conforme foi observado na Figura 4.12.

4.3. A influência da compactação e estudos prévios

DIEGUEZ (2019), através da modelagem física, e JESUS *et al.*, através de modelagem numérica, avaliaram a influência da compactação em aterros estruturados reforçados com geossintético (vide Item 2.4). Os estudos foram realizados sob condição bidimensionais e o adensamento do solo foi representado pelo rebaixamento de uma plataforma.

A pesquisa de DIEGUEZ (2019) foi realizada no Laboratório de Geotecnia da COPPE/ UFRJ e precedeu os ensaios realizados na presente pesquisa. Em termos das configurações dos ensaios, as principais diferenças entre os ensaios 1 e 3 de DIEGUEZ (2019) e os ensaios M11 e M12 da atual pesquisa foram: a substituição dos capitéis de madeira maçaranduba cobertos por painéis de compensado naval por blocos de concreto

cobertos por uma laje de concreto armado; a redução da razão entre a altura do aterro e o vão entre capitéis adjacentes ($H/(s-a)$) de 0,98 para 0,63; e a substituição do reforço geossintético de rigidez 2.400 kN/m por um reforço de rigidez 1.475 kN/m. Após o rebaixamento da plataforma, ambas as pesquisas aplicaram uma sobrecarga de 50 kPa no aterro.

Assim como observado por DIEGUEZ (2019), foi verificada uma redução na sollicitação do reforço geossintético ao utilizar compactação pesada. Enquanto DIEGUEZ (2019) obteve uma redução de 12% na tração no meio do vão e 24% na borda do vão, na presente pesquisa essa redução foi de 7% no meio do vão e 10% na borda do vão. Em ambas as pesquisas ocorreu a concentração das sollicitações de tração na região do vão entre os capitéis do reforço. DIEGUEZ (2019) registrou uma redução de 23% no recalque na superfície ao utilizar a compactação pesada, enquanto a presente pesquisa registrou uma redução de 13% no recalque diferencial.

Em relação as tensões totais nos capitéis, enquanto DIEGUEZ (2019) obteve uma diferença entre as leituras das CPT's instaladas nas bordas dos capitéis, em posições simétricas, de 100% no início do rebaixamento da plataforma e 50% ao aplicar a sobrecarga de 50 kPa no Ensaio 1, realizado com compactação leve, o Ensaio M11, também realizado com compactação leve, registrou uma diferença de 8% no início do ensaio (após rebaixar a plataforma em 5 mm) e 23% ao aplicar a sobrecarga de 50 kPa. Já no Ensaio 3, realizado com compactação pesada, DIEGUEZ (2019) obteve, para essas CPT's, uma diferença de 200% no início do rebaixamento e 60% ao aplicar uma sobrecarga de 50 kPa, enquanto no Ensaio M12, também realizado com compactação pesada, a diferença foi de 31% no início do ensaio (após rebaixar a plataforma em 5 mm) e 17% ao aplicar a sobrecarga de 50 kPa.

Essa diferença entre as leituras das CPT's, em termos percentuais, nos ensaios de DIEGUEZ (2019) e do presente estudo pode indicar que a substituição dos capitéis de madeira maçaranduba cobertos por painéis de compensado naval por capitéis de blocos de concreto cobertos por uma laje de concreto armado contribuiu para aprimorar a simetria nas tensões registradas por essas CPT's. Acredita-se que essa substituição do material do capitel minimizou uma possível diferença entre a deformação sofrida pelo capitel e pelo material da CPT (aço) durante o ensaio, pois o módulo de elasticidade do concreto é da ordem de 1.000 vezes superior ao módulo de elasticidade do compensado

naval. Além disso, acredita-se que o uso dos capitéis de concreto restringiu possíveis movimentações dos capiteis durante o ensaio.

A eficiência do arqueamento, medida a partir das leituras das CPT's, também apresentou diferença entre as duas pesquisas. Em ambos os ensaios de DIEGUEZ (2019), a eficiência ultrapassou 100%, sendo essa discrepância de 10% para o ensaio 1 (compactação leve) e 12% para o ensaio 3 (compactação pesada). Em contra partida, na presente pesquisa, a eficiência do Ensaio M11 (compactação leve) foi de 90% e a eficiência do Ensaio M12 (compactação pesada) foi de 99%. Entretanto, ambas as pesquisas observaram que pequenos movimentos na massa de solo são suficientes para iniciar o arqueamento e, após a eficiência atingir o seu valor máximo, a eficiência reduz até estabilizar em um valor residual.

O estudo de JESUS *et al.* (2020) simulou numericamente aterros estruturados bidimensionais reforçados com uma camada de reforço geossintético, adotando razões de $H/(s-a)$ entre 0,8 e 1,4; usando reforços com rigidezes de 2.500 kN/m e 5.000 kN/m; e aplicando, ou não, compactações de 120 kPa nas camadas de aterro. Assim como na presente pesquisa, o adensamento do solo mole foi simulado pelo rebaixamento de uma plataforma móvel, porém JESUS *et al.* (2020) não aplicaram sobrecargas no aterro após o término do rebaixamento da plataforma.

JESUS *et al.* (2020) verificaram que ao aplicar a compactação no aterro, a redução na tração do reforço não ultrapassava 3%. Ao passo que ao final do rebaixamento da plataforma nos ensaios M11 (compactação leve) e M12 (compactação pesada) foi verificada uma redução de aproximadamente 5% nos registros dos extensômetros instalados no meio do vão e próximos à borda do vão. Em relação a deflexão do reforço, ambas as pesquisas observaram reduções em torno de 2% ao aplicar a compactação nas camadas do aterro. Para os aterros mais baixos ($H/(s-a)=0,8$), JESUS *et al.* (2020) constataram uma redução de 5% no recalque diferencial na superfície, enquanto na modelagem física, essa redução foi mais considerável, de 13%.

Portanto, a influência da compactação foi perceptível em ambas as pesquisas, porém em menor escala na modelagem numérica. Destaca-se que as limitações mencionadas por JESUS *et al.* (2020), ou seja, a restrição do deslocamento da plataforma durante a construção do aterro, impedindo a redistribuição de tensões no aterro e a

mobilização do reforço durante a etapa construtiva, também são válidas para a presente pesquisa.

4.4. Comparação entre modelagem física e métodos analíticos

De forma a atestar a validade de alguns métodos analíticos, o ensaio de referência M11, compactado apenas com a placa vibratória (compactação leve) e realizado com uma camada de reforço de rigidez igual a 1.475 kN/m, foi comparado: ao Método de HEWLETT e RANDOLPH (1988), recomendado como um método alternativo pela Norma Inglesa BS8006 (2010); ao Método de ZAESKE (2001) indicado pela recomendação Alemão EBGeo (2011); ao Método de VAN ECKELEN (2013) indicado pela recomendação Holandesa CUR226 (2015); e ao método brasileiro proposto por EHRLICH (2001, *apud* SALES, 2002).

Para os cálculos de dimensionamento, foram utilizadas as equações descritas no Item 2.7 (Métodos de dimensionamento) e os parâmetros apresentados a seguir:

- Peso específico do aterro (γ) – 18,5 kN/m³;
- Ângulo de atrito do aterro (ϕ) – 50°;
- Distância entre eixos de estacas adjacentes (s) – 3,00 m;
- Largura do capitel (a) – 1,56 m;
- Largura do vão entre capitéis adjacentes (B) – 1,44 m;
- Altura do Aterro (H) – 0,90 m;
- Sobrecarga inicial, aplicada antes do rebaixamento (q_0) – 1,5 kPa;
- Sobrecargas aplicadas após rebaixamento (q) – 0, 10, 20, 30, 40 e 50 kPa;

4.4.1. Tração e deflexão do reforço ao término do rebaixamento

Avaliando a deflexão do reforço ao término do rebaixamento, bem como as trações máxima (obtida no meio do vão entre capitéis adjacentes) e mínima (obtida na borda da plataforma), a partir dos métodos analíticos mencionados anteriormente e dos resultados obtidos para o Ensaio M11, obtém-se a Tabela 4.1. A deflexão máxima foi registrada no momento em que o reforço geossintético perdeu o contato com a plataforma. A tração máxima foi obtida a partir da leitura média final dos extensômetros instalados no reforço no meio do vão entre os capitéis (extensômetros 4, 8 e 7) e a tração mínima a partir da leitura final do extensômetro 2, instalado no reforço próximo a borda da plataforma.

Tabela 4.1: Comparação entre Ensaio M11 e métodos analíticos ao término do rebaixamento.

Método Parâmetro	Experimental (Ensaio M11)	EBGEO (2011)	CUR226 (2015)	BS8006 (2010)	EHRlich (2001)
Deflexão (mm)	84,0	108,0	98,8	187,4	34,5
Tração Máx. (kN/m)	21,6	19,9	26,0	66,6	12,3
Tração Mín. (kN/m)	17,1	-	24,0	-	6,8

Observa-se que os métodos recomendados pela CUR226 (2015) e pela EBGEO (2011) foram os métodos que apresentaram maior concordância com os valores obtidos experimentalmente no Ensaio M11. A deflexão máxima calculada pelo método da CUR226 (2015) foi 17,6% maior do que a obtida no Ensaio M11, a tração máxima foi 20,3% maior e a tração mínima foi 40,4% maior. A deflexão máxima calculada pelo método da EBGEO (2011) foi 28,6% maior do que a obtida no Ensaio M11 e a tração máxima foi 7,9% menor. Como todos os parâmetros calculados pela CUR226 (2015) foram maiores do que os valores obtidos experimentalmente, esse método pode ser considerado conservador. Por outro lado, o mesmo não pode ser afirmado para o método da EBGEO (2011), que subdimensionou a tração no reforço.

O método da BS8006 (2010) foi o mais discrepante, apresentando deflexão máxima 123% maior do que o Ensaio M11 e tração máxima 208% maior, sendo, portanto, resultados extremamente conservadores. Por fim, o método de EHRlich (2001) forneceu resultados consideravelmente inferiores aos encontrados no Ensaio M11, obtendo uma deflexão máxima 58,9% menor, uma tração máxima 42,9% menor e uma tração mínima 60,3% menor.

4.4.2. Tração e deflexão do reforço durante aplicação da sobrecarga

Ao término do rebaixamento da plataforma, foram aplicados incrementos de sobrecarga de 10 kPa sobre o aterro, no intervalo de 0 kPa a 50 kPa. Sendo assim, nesse item serão avaliados os métodos analíticos discutidos anteriormente, durante a aplicação de sobrecarga, em termos da deflexão do reforço, tração máxima (obtida no meio do vão entre capitéis adjacentes) e tração mínima (obtida na extremidade da plataforma). No entanto, como a deflexão no reforço é monitorada apenas enquanto o reforço está em contato com a plataforma hidráulica, nesse item a deflexão do Ensaio M11 é apresentada somente no momento inicial da aplicação de sobrecarga (0 kPa).

A Tabela 4.2 apresenta as deflexões do reforço geossintético obtidas através dos métodos analíticos e a Figura 4.16 apresenta essas deflexões em forma de gráfico. Observa-se que, durante o início da aplicação da sobrecarga no aterro, o método da norma CUR 226 (2015) apresentava deflexões próximas à medida experimentalmente, sendo apenas 17,6% maior. Para uma sobrecarga de 50 kPa, o método da norma CUR226 (2015) fornece uma deflexão de 156 mm. No entanto, o limite do rebaixamento da plataforma hidráulica é de 96 mm e, através das leituras das células de carga instaladas abaixo da plataforma, sabe-se que não ocorreu o contato entre o reforço e a plataforma durante todo o processo de aplicação de sobrecarga. Sendo assim, a deflexão do reforço obtida experimentalmente é inferior a 96 mm e, conseqüente, para uma sobrecarga de 50 kPa, a deflexão obtida com o método da norma CUR226 (2015) é pelo menos 62,8% maior do que a registrada no Ensaio 11.

Entre os demais métodos analíticos, verifica-se que os valores de deflexão obtidos pela EBGEO (2011) se encontram próximos aos valores obtidos pela CUR226 (2015), apresentando entre eles uma diferença máxima de 10% no intervalo analisado. A BS8006 (2010) fornece deflexões significativamente superiores às esperadas no Ensaio M11 (entre 84 mm e 96 mm) e, em contra partida, o Método de EHRLICH fornece deflexões consideravelmente inferiores às esperadas no ensaio.

Tabela 4.2 – Comparação da deflexão entre Ensaio M11 e métodos analíticos na sobrecarga.

Sobrecarga Aplicada (kPa)	Experimental (Ensaio M11)	EBGEO (2011)	CUR226 (2015)	BS8006 (2010)	EHRLICH (2001)
	δ (mm)	δ (mm)	δ (mm)	δ (mm)	δ (mm)
0	84	108	99	187	35
10	-	122	115	220	39
20	-	141	128	246	44
30	-	151	138	268	48
40	-	161	148	288	51
50	-	170	156	307	54

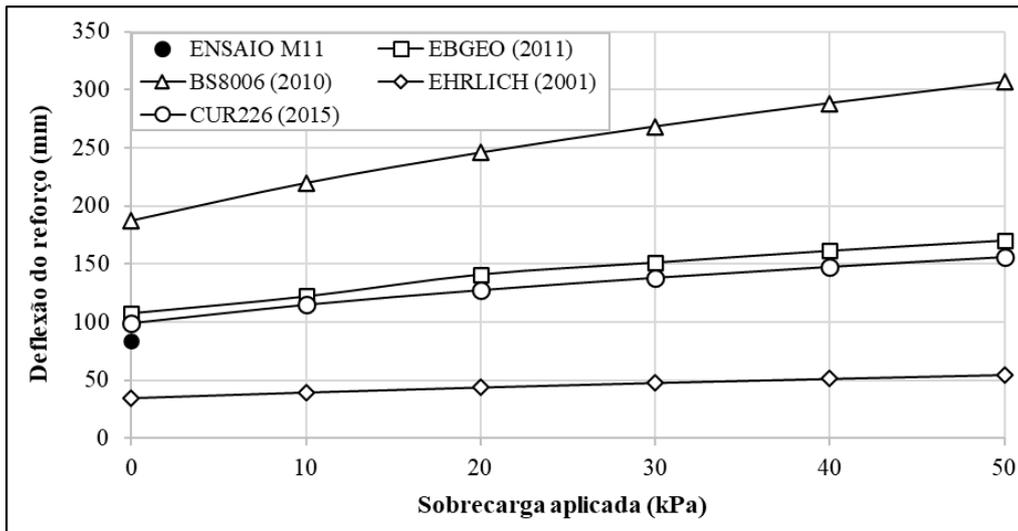


Figura 4.16: Comparação da deflexão do reforço entre o Ensaio M11 e métodos analíticos.

A Tabela 4.3 apresenta as trações máximas (no meio do vão) e mínimas (na extremidade da plataforma) do reforço geossintético, obtidas através do ensaio de referência M11 e dos métodos analíticos considerados. A Figura 4.17 e a Figura 4.18 apresentam, respectivamente, as trações máximas e mínimas graficamente. Em relação à tração máxima, observa-se que no início da aplicação da sobrecarga ($q=0\text{kPa}$), o método da norma EBGEO (2011) é o mais próximo do Ensaio M11, sendo 7,9 % menor. No entanto, a taxa de crescimento da tração máxima no reforço por EBGEO (2011) é superior ao Ensaio M11, encerrando o ensaio ($q=50\text{ kPa}$) com um valor 58,6% maior do que o Ensaio M11.

Para sobrecargas a partir de 20 kPa, o Método de EHRlich (2001) apresentou a maior equivalência com o Ensaio M11, sendo 4,6% menor para uma sobrecarga de 20 kPa e 41,1% maior para uma sobrecarga de 50 kPa. No início da aplicação da sobrecarga ($q=0\text{kPa}$), a CUR226 (2015) apresentou uma boa equivalência com o Ensaio M11, sendo apenas 20,3% maior, porém conforme a progressão da sobrecarga, essa diferença aumentou, sendo 123,8% superior para a sobrecarga de 50 kPa. Por fim, o método alternativo da BS8006 (2010) superestima de forma substancial a tração no reforço desde o início do carregamento, atingindo uma diferença de 486,2% para uma sobrecarga de 50 kPa.

Em relação à tração mínima, no início da aplicação da sobrecarga ($q=0\text{kPa}$), o método da CUR226 (2015) foi o mais próximo do Ensaio M11, sendo 40,4% maior. No entanto, com a progressão do ensaio, o método da CUR226 (2015) apresentou uma taxa

de crescimento da tração no reforço bastante superior ao Ensaio M11, se distanciando dos resultados experimentais e apresentando uma diferença de 116,3% ao aplicar uma sobrecarga de 50 kPa. A taxa de crescimento da tração mínima em função da sobrecarga pelo Método de EHRLICH (2001) se mostrou mais coerente com o Ensaio M11, porém as trações mínimas calculadas por esse método se mantiveram inferiores durante todo o processo, sendo 60,3% inferior no início da aplicação da sobrecarga e 35,6% inferior ao aplicar uma sobrecarga de 50 kPa. Portanto, o método da CUR226 (2015) superestima a tração mínima e o Método de EHRLICH (2001) subdimensiona a tração mínima. Os demais métodos, ou seja, BS8006 (2010) e EBGEO (2011), não apresentam os cálculos para o dimensionamento da tração mínima. Destaca-se que a nível de projeto, os dimensionamentos da tração máxima e da deflexão máxima são mais relevantes do que a tração mínima.

Tabela 4.3 – Tração no reforço durante sobrecarga no Ensaio M11 e nos métodos analíticos.

Sobrecarga aplicada (kPa)	Experimental (Ensaio M11)		EBGEO (2011)		CUR226 (2015)		BS8006 (2010)		EHRLICH (2001)	
	T _{min} (kN/m)	T _{max} (kN/m)	T _{min} (kN/m)	T _{max} (kN/m)	T _{min} (kN/m)	T _{max} (kN/m)	T _{min} (kN/m)	T _{max} (kN/m)	T _{min} (kN/m)	T _{max} (kN/m)
0	17,1	21,6	-	19,9	24,0	26,0	-	66,6	6,8	12,3
10	19,2	23,8	-	26,6	32,1	35,5	-	91,6	8,9	18,5
20	21,2	25,8	-	33,5	39,1	44,3	-	114,7	10,9	24,6
30	23,1	27,5	-	38,5	45,5	52,5	-	136,6	13,0	30,7
40	24,8	28,9	-	43,7	51,5	60,4	-	157,7	15,0	36,8
50	26,4	30,4	-	48,2	57,0	68,1	-	178,3	17,0	42,9

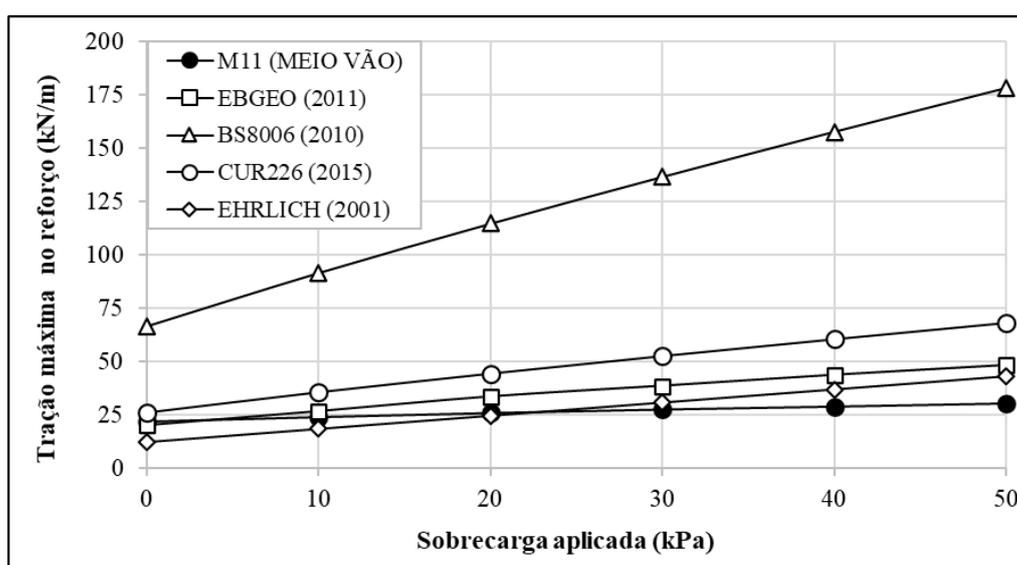


Figura 4.17 – Tração máxima durante sobrecarga no Ensaio M11 e nos métodos analíticos.

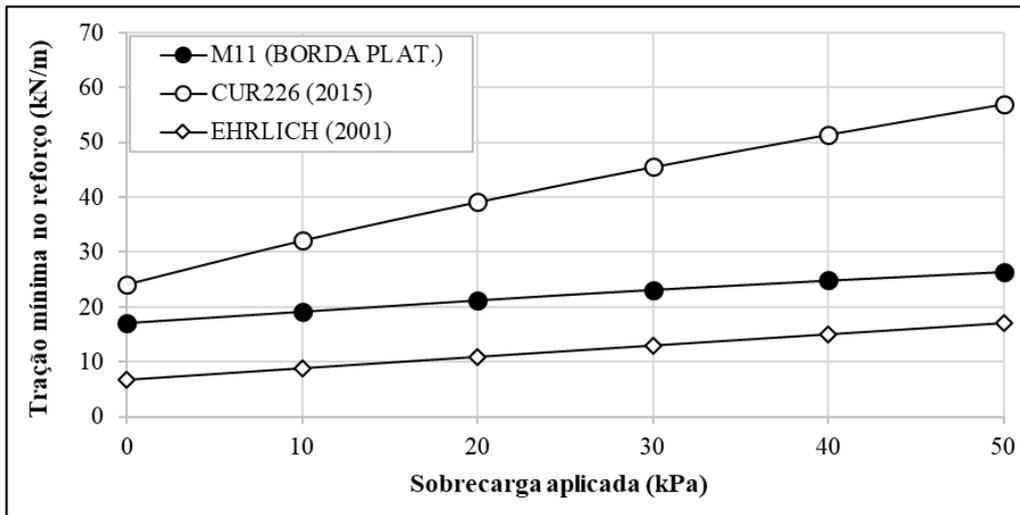


Figura 4.18 – Tração mínima durante sobrecarga no Ensaio M11 e nos métodos analíticos.

5. ATERROS ESTRUTURADOS COM DUAS CAMADAS DE REFORÇO

No presente capítulo, serão apresentados os resultados dos ensaios M8 e M6, ambos realizados com duas camadas de reforço, espaçadas em 15 cm, e compactadas apenas com placa vibratória (compactação leve). No primeiro ensaio foram empregadas duas camadas de reforço geossintético com rigidez de 773 kN/m cada, representando uma rigidez global de 1.546 kN/m. Esse ensaio será comparado ao ensaio de referência M11, realizado com uma única camada de reforço de rigidez igual a 1.475 kN/m. Em sequência, no segundo ensaio foram empregadas duas camadas de reforço com rigidez de 1.475 kN/m cada, representando uma rigidez global de 2.950 kN/m, que também será comparado ao ensaio de referência M11. Serão realizadas, também, comparações entre os ensaios realizados com duas camadas de reforço (ensaios M8 e M6) e comparações a estudos prévios realizados com duas camadas de reforço.

Nesse capítulo não será analisada a aplicação da sobrecarga. No caso dos ensaios realizados com duas camadas de rigidez igual a 773 kN/m, a aplicação da sobrecarga foi impossibilitada devido ao limite do rebaixamento da plataforma, que foi atingido antes da sobrecarga atingir 20 kPa. Já no caso dos ensaios realizados com duas camadas de rigidez $J=1.475$ kN/m, ocorreram problemas operacionais durante a aplicação da sobrecarga que inviabilizaram sua interpretação. A título de esclarecimento, no Ensaio M6, as mangueiras que alimentavam duas bolsas de ar do sistema de sobrecarga se entrelaçaram e foram estranguladas durante a aplicação da sobrecarga. Com isso, essas duas bolsas de ar não encheram e um trecho do sistema não recebeu sobrecarga.

5.1. Aterro estruturado com duas camadas de reforço com rigidez 773 kN/m

Nesse item serão apresentados os resultados do Ensaio M8 realizado com duas camadas de reforço geossintético com rigidez de 773kN/m, cada, e compactação leve. As tensões totais aplicadas nas CPT's, a eficiência do arqueamento, as trações no reforço geossintético registradas pelos extensômetros, o recalque diferencial obtido pelos MDV's e a deflexão do reforço são analisadas durante o rebaixamento da plataforma. Esses parâmetros serão comparados aos resultados do ensaio de referência M11, que foi realizado apenas com uma camada de reforço com rigidez igual a 1.475 kN/m. Assim é possível avaliar a influência do uso de duas camadas de reforço em relação ao uso de apenas uma, mantendo a rigidez global do sistema aproximadamente igual.

5.1.1. Tensões totais sobre os capitéis

As tensões totais sobre os capitéis foram monitoradas em três pontos, utilizando células de pressão total (CPT's). Assim como foi representado na Figura 3.11.a, os eixos da CPT1 e CPT2 distam 17 cm das bordas dos capitéis e a CPT3, 49 cm da borda do capitel. A Figura 5.1 apresenta o gráfico das tensões totais (kPa) em função do rebaixamento da plataforma (mm) para as CPT's instaladas no Ensaio M8.

Observa-se que no Ensaio M8 a CPT1 e a CPT2 apresentaram um comportamento diverso durante o rebaixamento da plataforma. Apesar de ambas terem registrado a leitura máxima nos 5 mm iniciais do rebaixamento, a leitura máxima da CPT1 foi de 41,8 kPa e a leitura máxima da CPT2 foi de 23,5 kPa. Ao término de rebaixamento da plataforma, ambas as CPT's registraram valores próximos (21,4 kPa e 19,7 kPa, respectivamente), representando uma diferença de 8,6%. Com base no comportamento observado em ensaio similar (Ensaio M7, Anexo C), pode-se afirmar que os resultados apresentados na CPT1 são mais confiáveis. Dessa forma, os resultados da CPT2 não foram considerados nesse ensaio.

A leitura máxima da CPT3 foi de 23,6 kPa e ocorreu antes da plataforma rebaixar 1 mm. A partir de 5 mm de rebaixamento, as leituras da CPT3 se mantiveram aproximadamente constantes, ficando em torno de 20,6 kPa. Portanto, as tensões registradas no CPT3 se mantiveram maiores que a tensão geostática, de 18,2 kPa, definida no item 3.2.4 como o limite inferior. Já a leitura máxima da CPT1, igual a 41,8 kPa, foi maior que a tensão obtida ao assumir que todo o carregamento do aterro se encontra uniformemente distribuído sobre os capitéis, de 34,9 kPa, definida no item 3.2.4 como o limite superior.

Na Figura 5.1, além das tensões sobre as CPT's do Ensaio M8, são apresentadas as tensões no Ensaio M11, realizado com uma camada de reforço com rigidez igual a 1.475 kN/m. Verifica-se que a tensão máxima obtida na CPT1 do Ensaio M8 foi 7,1% menor do que na CPT1 do Ensaio M11 e 0,7% maior do que na CPT2 do Ensaio M11. Em contra partida, ao final do rebaixamento da plataforma, a tensão na CPT1 do Ensaio M8 foi em média 45% menor do que as tensões nas CPT's 1 e 2 do Ensaio M11 e a tensão na CPT3 do Ensaio M8 foi 27% maior do que no Ensaio M11. Isso pode indicar que o uso de duas camadas de reforço altera a distribuição de tensões sobre o capitel, aliviando a tensão sobre a borda do capitel e elevando a tensão em direção ao centro do capitel.

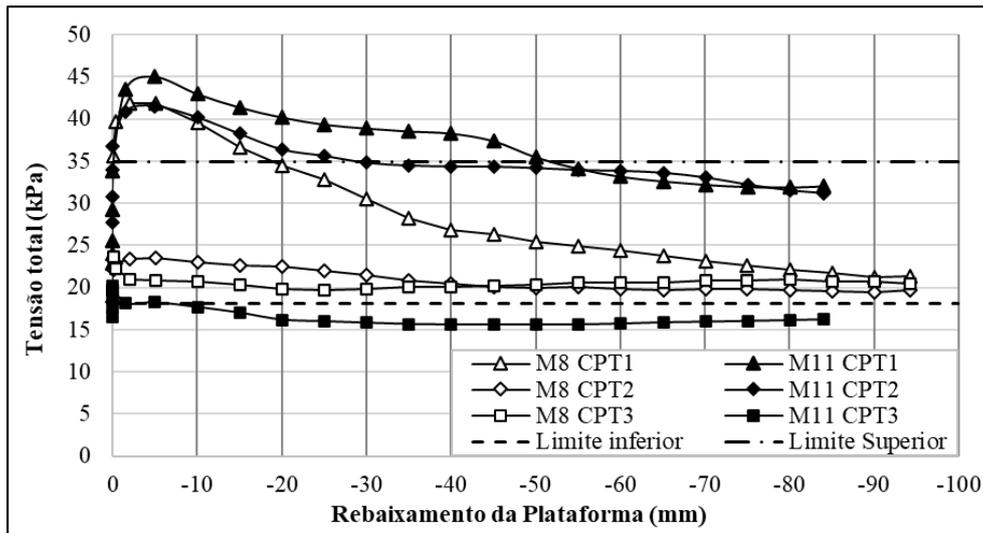


Figura 5.1 – Tensões nas CPT's dos ensaios M8 e M11 (referência) durante o rebaixamento.

5.1.2. Eficiência do arqueamento

A eficiência no arqueamento durante o rebaixamento da plataforma foi obtida conforme apresentado no item 3.2.4, através da razão entre a parcela do carregamento medida pelas CPT's nos capitéis e o carregamento total do modelo, considerando a distribuição de tensões sobre os capitéis similar a Figura 3.17. A eficiência do arqueamento também foi calculada a partir das leituras das células de carga instaladas no macaco hidráulico abaixo da plataforma (CM's). Nesse caso, a parcela do carregamento medido sobre os capitéis é obtida através da subtração da parcela do aterro suportado pela plataforma (monitorada pelas CM's) do carregamento total do modelo ($\gamma \cdot H + q$). A Figura 5.2 apresenta a eficiência do Ensaio M8, obtida a partir das CPT's e das CM's. Nessa figura também são exibidos os resultados do Ensaio M11 (referência).

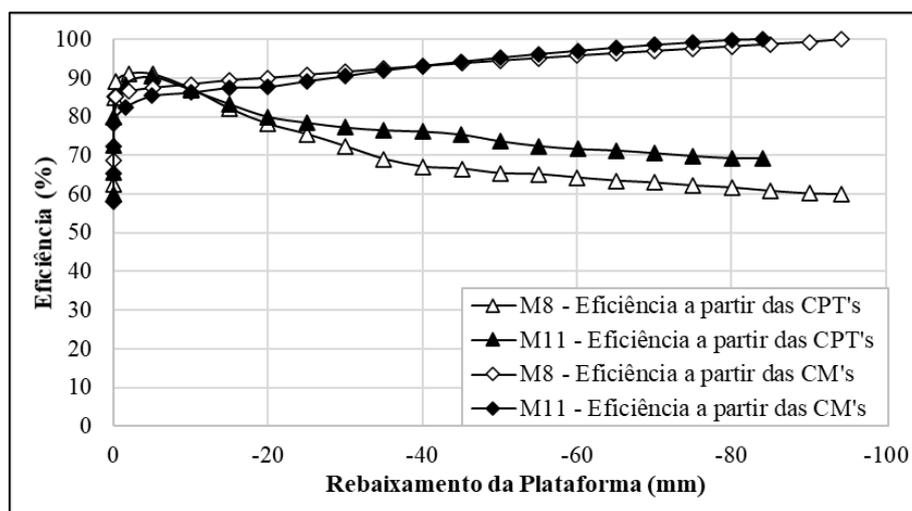


Figura 5.2 – Eficiência do arqueamento dos ensaios M8 e M11, no rebaixamento da plataforma.

Em relação a eficiência obtida a partir das CM's, o valor de 100% foi atingido ao término do rebaixamento em ambos os ensaios. No Ensaio M8, uma eficiência de 82,3% foi atingida de forma praticamente imediata ao iniciar o rebaixamento da plataforma, ao passo que no Ensaio M11 nesse momento havia sido atingida uma eficiência de 79,8%.

A eficiência do Ensaio M8 calculada a partir das CPT's tomou seu valor máximo de 91,2% para um rebaixamento da plataforma de 5 mm e, ao término do rebaixamento, seu valor foi de 60,0%. Ao comparar os ensaios M8 e M11, percebe-se a eficiência máxima, obtida após 5 mm de rebaixamento, para ambos os ensaios foi semelhante, apresentando uma diferença de apenas 0,8%. Ao término do rebaixamento, a eficiência do Ensaio M8 reduziu de forma mais expressiva, se mantendo 13,3% menor do que a eficiência do Ensaio M11. Isso pode indicar que ao manter a rigidez global do reforço aproximadamente constante, o uso de uma camada de reforço é mais eficiente do que o uso de duas camadas de reforço.

5.1.3. Tração no reforço geossintético

A tração mobilizada no reforço foi determinada através de nove extensômetros, posicionados de acordo com a Figura 3.11. Destaca-se que em cada posição foi instalado um extensômetro, excetuando no meio do vão entre capitéis da 2ª camada, onde foram instalados 2 extensômetros e analisada a média da tração obtida entre eles.

Na Figura 5.3 é apresentada a tração mobilizada em cada posição em função do rebaixamento da plataforma e na Figura 5.4 é apresentada a tração no reforço de acordo com a seção longitudinal do modelo ao término do rebaixamento. Observa-se, em todas as posições, que a tração no reforço é maior na camada superior. A tração na segunda camada foi 24,7% maior no meio do vão livre e 17,1% maior próximo a extremidade da plataforma.

Na borda do capitel a diferença entre a tração máxima entre as duas camadas foi expressiva, a tração na segunda camada foi de 6,8 kN/m, enquanto a tração na primeira camada foi de 0,12 kN/m. Essa diferença pode ser justificada pelo elevado ângulo de atrito da interface entre a primeira camada de reforço e o concreto do capitel, que contribui para reduzir as deformações do reforço sobre o capitel. Em contra partida, a segunda camada de reforço está apoiada sobre uma camada de 15 cm de areia, acompanhando a deformação do aterro durante o rebaixamento.

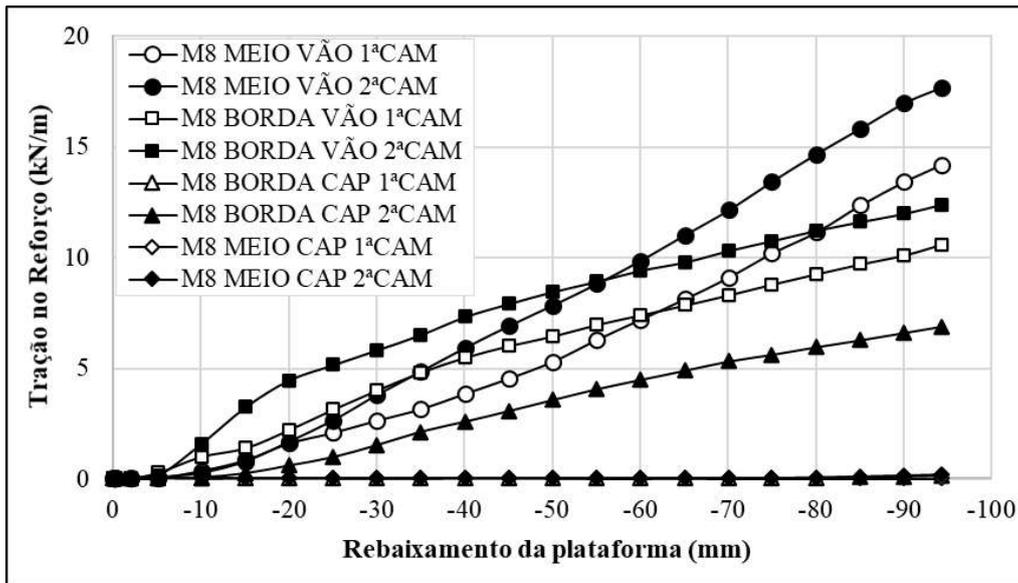


Figura 5.3 – Tração na 1ª e 2ª camada de reforço no Ensaio M8 durante o rebaixamento.

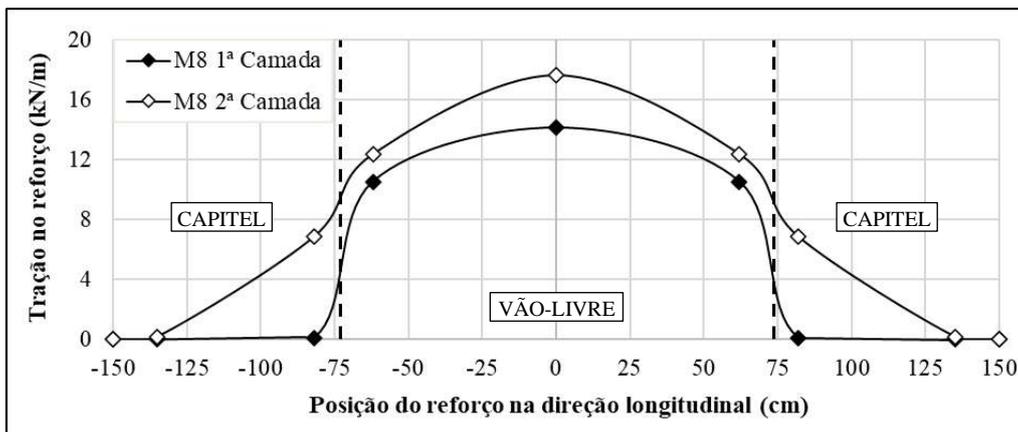


Figura 5.4 – Tração na 1ª e 2ª camada de reforço no Ensaio M8 ao término do rebaixamento.

Na Figura 5.5 é apresentado o somatório das trações do Ensaio M8 em cada posição do reforço e as trações obtidas no Ensaio M11, durante o rebaixamento da plataforma. Já na Figura 5.6 são apresentadas as trações de ambos os ensaios ao término do rebaixamento da plataforma, em função da seção longitudinal do modelo. Destaca-se que a rigidez global obtida com as duas camadas de reforço do Ensaio M8 ($J_{global} = 1.546$ kN/m) é aproximadamente similar a rigidez de uma camada de reforço do Ensaio M11 ($J = 1.475$ kN/m), sendo cerca de 5% maior.

Observa-se que o somatório da tração no Ensaio M8 é superior à tração obtida na camada única do Ensaio M11 em todas as posições. No vão entre estacas adjacentes, a tração em seu meio foi 50,4% maior e na sua extremidade foi 39,7% maior. Já na borda do capitel, a tração no Ensaio M8 foi 140% maior. Essa tendência sugere que no ensaio

realizado com duas camadas de reforço, uma parcela maior do carregamento foi solicitada pelo efeito membrana. Esse aumento no carregamento transferido para as camadas de reforço indicaria que o uso de duas camadas de reforço, de alguma forma, minimizou o arqueamento do solo. Isso vai de acordo com o que foi observado nos registros das tensões nas CPT's, em que as células instaladas nas bordas dos capitéis do Ensaio M11 apresentaram tensões máximas e finais superiores às obtidas no Ensaio M8, indicando que o arqueamento foi mais efetivo no ensaio realizado com apenas uma camada reforço.

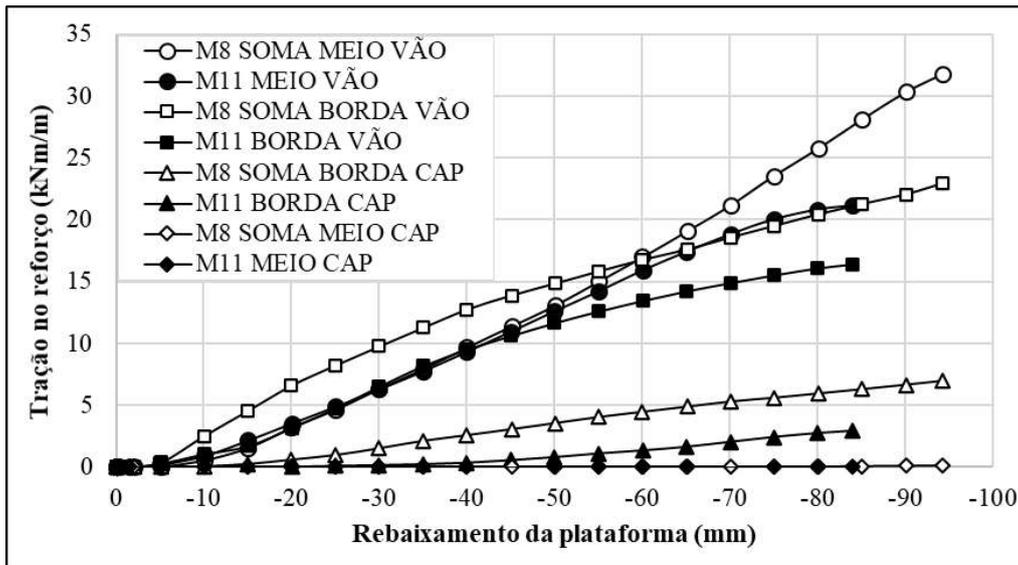


Figura 5.5 – Tração total dos ensaios M8 e M11 (referência) durante o rebaixamento.

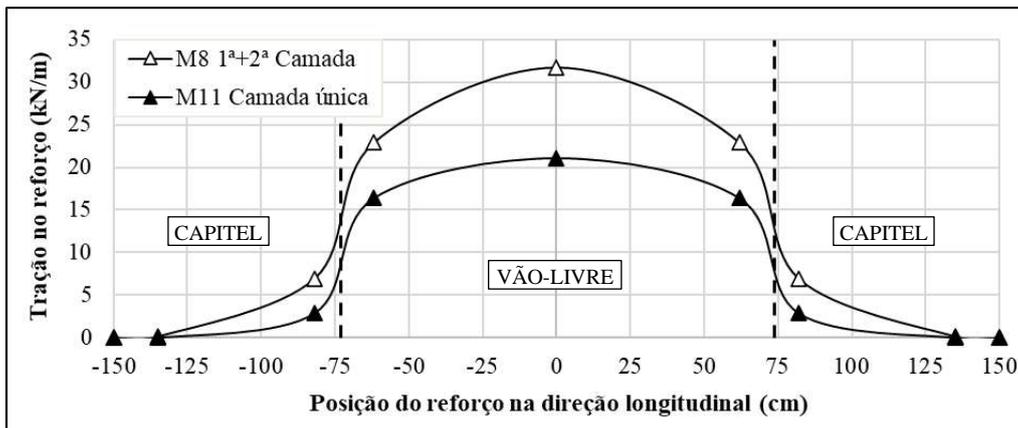


Figura 5.6 – Tração total dos ensaios M8 e M11 (referência) ao término do rebaixamento.

5.1.4. Recalque na superfície

Para monitoramento do recalque na superfície do Ensaio M8, o MDV2 foi posicionado na projeção do capitel e os MDV's 1 e 3, na projeção do meio da plataforma, vide Figura 3.12.b. A Figura 5.7 apresenta a leitura média dos MDV's 1 e 3, instalados

sobre a projeção do meio do vão, e as leituras do MDV2, instalado na direção do meio do capitel, durante o rebaixamento da plataforma. No Anexo C é apresentado o recalque de cada MDV do Ensaio M8 separadamente. Observa-se que a média do recalque dos MDV's 1 e 3 foi de 67 mm e o recalque do MDV2 foi desprezível.

Na Figura 5.7, também se apresenta as leituras do ensaio de referência M11, a título de comparação. Observa-se que no ensaio realizado com duas camadas de reforço de rigidez igual a 773 kN/m, cada, o recalque diferencial foi 16% maior do no ensaio realizado com uma única camada de rigidez igual a 1.475 kN/m. Portanto, apesar de a rigidez global dos reforços ter se mantido aproximadamente igual nos dois ensaios, o ensaio realizado com apenas uma camada de reforço se mostrou mais favorável.

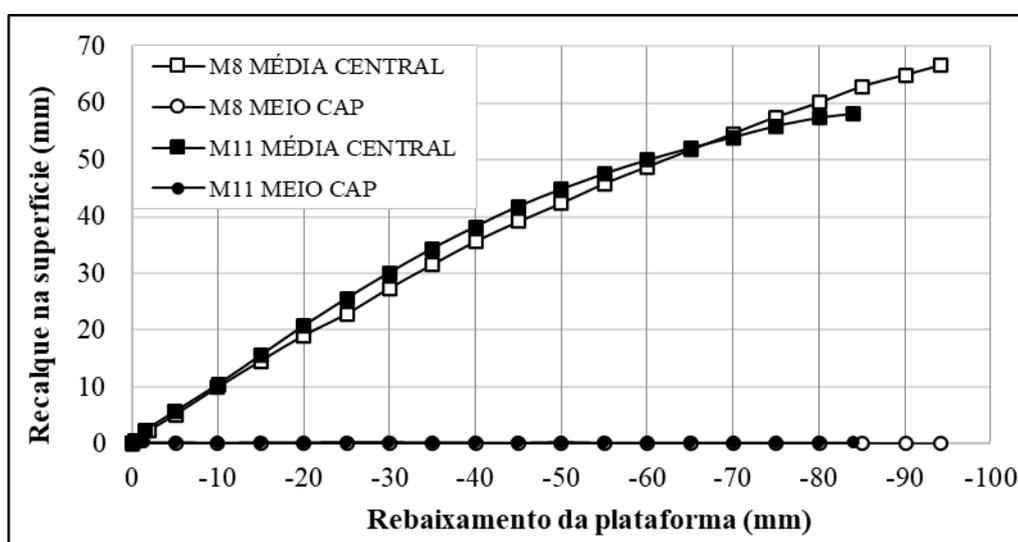


Figura 5.7– Recalque na superfície do aterro nos ensaios M8 e M11 durante o rebaixamento.

5.1.5. Deflexão do reforço geossintético

A deflexão máxima foi obtida quando o reforço deixou de tocar a plataforma. Nesse momento as leituras das células de carga instaladas sobre os macacos (CM's) se anularam (0 kN) e as leituras dos medidores de deslocamento vertical (MDV's) e dos extensômetros se estabilizam (vide Figura 5.2, Figura 5.3 e Figura 5.7). Sendo assim, mediu-se uma deflexão máxima de 94 mm no Ensaio M8.

Ao comparar o Ensaio M8 ao ensaio de referência M11, que apresentou uma deflexão máxima de 84 mm, verifica-se que a deflexão no Ensaio M8 foi 12% maior. Assim como havia sido observado para o recalque diferencial, o ensaio realizado com apenas uma camada de reforço apresentou uma melhor performance.

5.2. Aterro estruturado com duas camadas de reforço de rigidez 1.475 kN/m

Nesse item serão apresentados os resultados do Ensaio M6, realizado com duas camadas de reforço com rigidez de 1.475 kN/m, cada, e compactação leve com placa vibratória. As tensões totais aplicadas nas CPT's, a eficiência do arqueamento, as trações nas camadas de reforço registradas pelos extensômetros, o recalque diferencial obtido pelos MDV's e a deflexão do reforço serão analisadas durante o rebaixamento da plataforma. Esses parâmetros serão comparados aos resultados do ensaio de referência M11, que foi realizado apenas com uma camada de reforço com rigidez igual a 1.475 kN/m. Assim, é possível avaliar a influência da adição de uma segunda camada de reforço, duplicando a rigidez global do sistema.

5.2.1. Tensão no capitel

Conforme apresentado anteriormente, as tensões totais foram monitoradas através de células de pressão total (CPT's). O eixo da CPT1 e CPT2 foram instaladas a 17 cm da borda dos capitéis e a CPT3, a 49 cm da borda do capitel (Figura 3.11.a). A Figura 5.8 apresenta o gráfico da tensão total (kPa) em função do rebaixamento da plataforma (mm) para as células de pressão total instaladas no Ensaio M6.

Assim como foi observado no Ensaio M8, a CPT1 e CPT2 se comportaram de forma diversa durante o rebaixamento da plataforma. As tensões máximas em ambas as células foram registradas ao rebaixar a plataforma em cerca de 5 mm, porém a CPT1 registrou uma tensão máxima de 41,6 kPa e a CPT2, uma tensão máxima de 31,7 kPa. Ao término do rebaixamento, as tensões registradas por essas células foram, respectivamente, de 21,7 kPa e 19,9 kPa, representando uma diferença de apenas 9,0% entre elas. Com base nisso, acredita-se que a CPT2 apresentou um mau funcionamento durante o rebaixamento da plataforma e, portanto, os valores registrados por essa célula serão desconsiderados no Ensaio 6.

A leitura máxima da CPT3 foi de 23,4 kPa e ocorreu antes da plataforma rebaixar 1 mm. Durante o rebaixamento da plataforma, as leituras da CPT3 apresentaram uma certa oscilação, porém ao término do rebaixamento as leituras se estabilizaram em torno de 18,8 kPa. Portanto, as tensões registradas no CPT3 se mantiveram acima do limite inferior, de 18,2 kPa. Já a leitura máxima do CPT1, igual a 41,6 kPa, foi maior do que o limite superior, de 34,9 kPa, obtido ao assumir que todo o carregamento do aterro se encontra uniformemente distribuído sobre os capitéis.

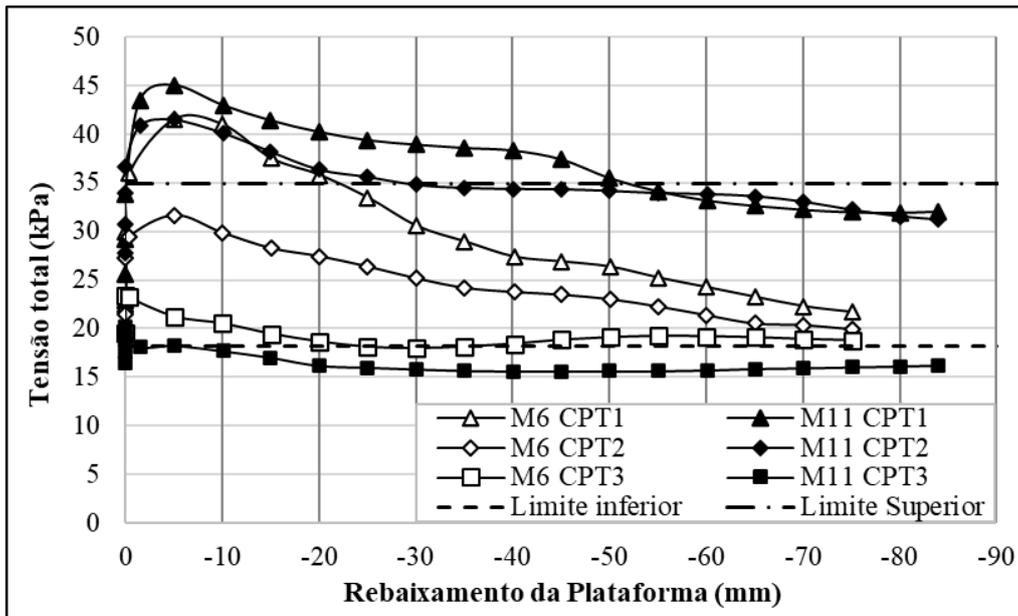


Figura 5.8 – Tensões nas CPT's dos ensaios M6 e M11 (referência) durante o rebaixamento.

Na Figura 5.8, apresenta-se também as tensões no Ensaio M11, realizado com uma camada de reforço com rigidez igual a 1.475 kN/m. Observa-se que a tensão máxima obtida na CPT1 do Ensaio M6 foi 7,6% menor do que na CPT1 do Ensaio M11 e 0,2% maior do que na CPT2 do Ensaio M11. Por outro lado, ao final do rebaixamento da plataforma, a tensão na CPT1 do Ensaio M6 foi em média 31,3% menor do que as tensões nas CPT's 1 e 2 do Ensaio M11 e a tensão na CPT3 do Ensaio M6 foi 16,0% maior do que na CPT3 do Ensaio M11.

5.2.2. Eficiência do arqueamento

A eficiência no arqueamento durante o rebaixamento da plataforma foi obtida através da razão entre a parcela do carregamento medida sobre os capitéis pelos CPT's e o carregamento total do modelo, considerando a distribuição de tensões nos capitéis que foi apresentada na Figura 3.17. A eficiência também foi obtida a partir das células de carga instaladas sobre os macacos hidráulicos da plataforma (CM's), conforme foi apresentado no item 4.2.2. As duas representações da eficiência do Ensaio M6 são exibidas na Figura 5.9. Nessa figura também são exibidas as eficiências obtidas no Ensaio M11, a título de comparação.

Em relação a eficiência obtida a partir das CM's, o valor de 100% foi atingido ao término do rebaixamento em ambos os ensaios. No entanto, no Ensaio M6, uma eficiência de 86,1% foi antes de a plataforma rebaixar 1 mm, ao passo que no Ensaio M11 até esse instante a eficiência havia atingido 79,8%.

A eficiência do Ensaio M6 calculada a partir das CPT's assumiu seu valor máximo de 91,0% para um rebaixamento da plataforma de 5 mm e, ao término do rebaixamento, seu valor foi de 58,3%. Ao comparar os ensaios M6 e M11, observa-se que as eficiências máximas obtidas para um rebaixamento de 5 mm, foram semelhantes (diferença de 0,6%). A partir de 20 mm de rebaixamento, a eficiência do Ensaio M6 começou a reduzir mais expressivamente e, ao término do rebaixamento, a eficiência do Ensaio M6 encontrava-se 15,8% menor do que no Ensaio M11. Essa tendência pode indicar que o uso de duas camadas de reforço, mesmo que duplicando a rigidez global do reforço, reduz a eficiência do arqueamento.

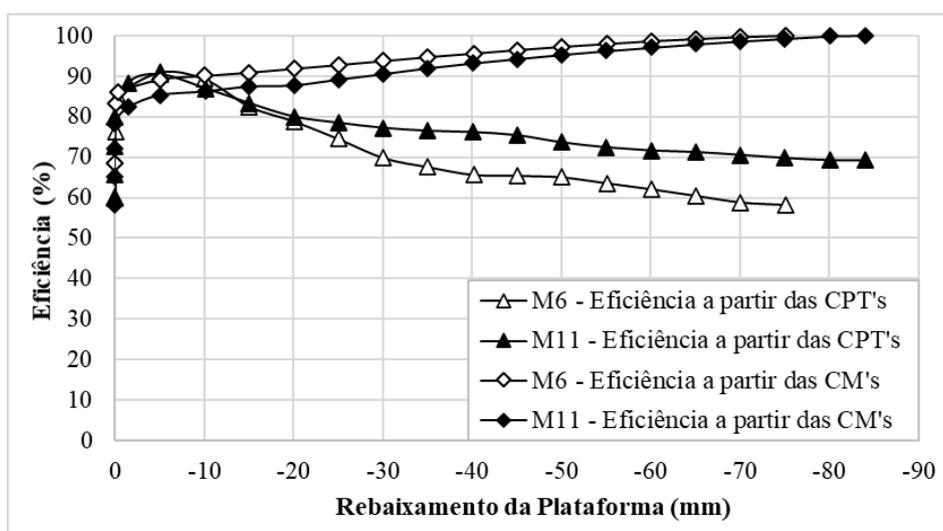


Figura 5.9 – Eficiência do arqueamento nos ensaios M6 e M11, durante o rebaixamento.

5.2.3. Tração no reforço geossintético

A tração mobilizada no reforço foi determinada através de nove extensômetros, posicionados conforme a Figura 3.11. Em cada posição do reforço foi instalado um extensômetro, excetuando o meio do vão livre entre capitéis da 2ª camada, onde foram instalados 2 extensômetros e analisada a média das trações obtida entre eles.

Na Figura 5.10 é apresentada a tração no reforço em cada posição em função do rebaixamento da plataforma e na Figura 5.11 é apresentada a tração no reforço de acordo com a seção longitudinal do modelo ao término do rebaixamento. Assim como foi observado no Ensaio M8, em todas as posições, a tração no reforço é maior na camada superior. No meio do vão livre, a tração na segunda camada foi 9,7% maior e próximo à extremidade da plataforma foi 12,0% maior. Na borda do capitel a diferença entre as trações nas duas camadas ao término do rebaixamento foi expressiva, donde a tração

registrada na segunda camada foi de 7,5 kN/m, enquanto a tração na primeira camada foi de 1,0 kN/m.

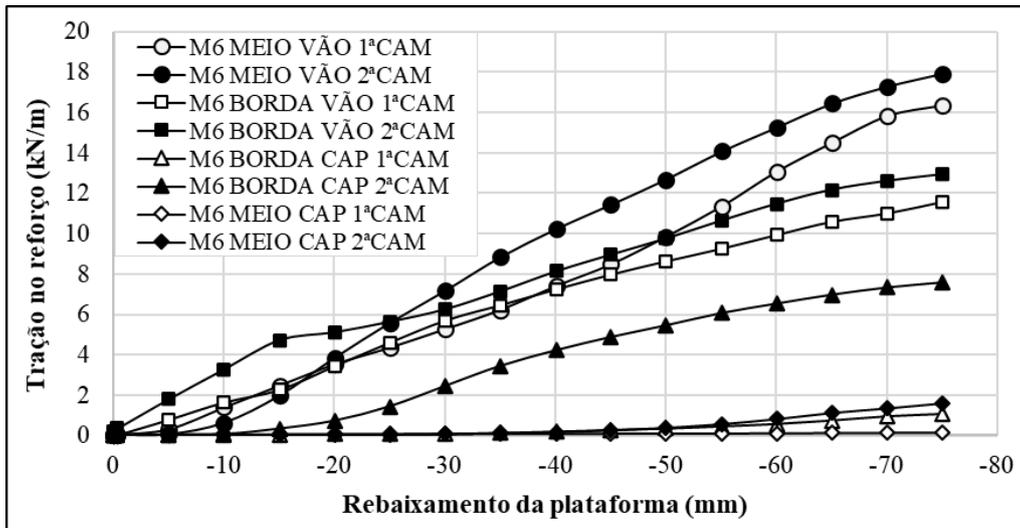


Figura 5.10 – Tração na 1ª e 2ª camada de reforço no Ensaio M6 durante o rebaixamento.

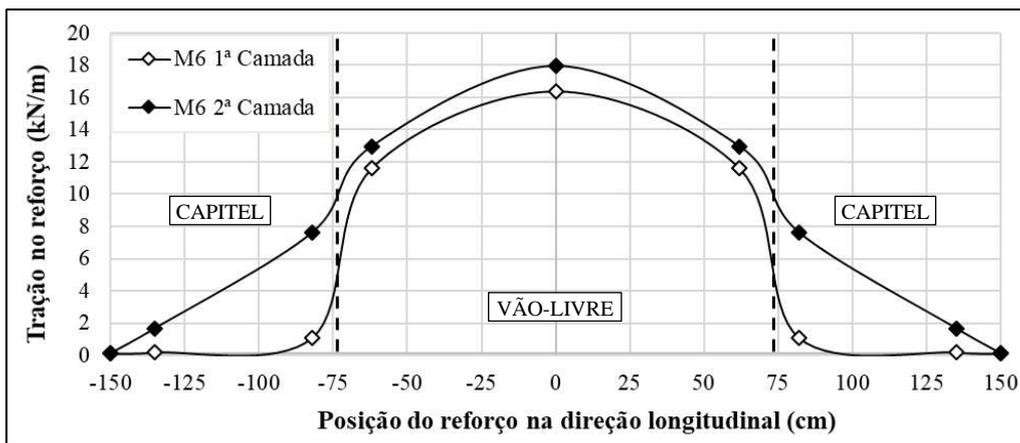


Figura 5.11 – Tração na 1ª e 2ª camada de reforço no Ensaio M6 ao término do rebaixamento.

Na Figura 5.12 é apresentado o somatório das trações em cada posição do Ensaio M6 e as trações obtidas no Ensaio M11, durante o rebaixamento da plataforma. Na Figura 5.13 são apresentadas as trações de ambos os ensaios ao término do rebaixamento da plataforma, em função da seção longitudinal do modelo.

Assim como foi observado no Ensaio M8, o somatório da tração no Ensaio M6 é superior à tração obtida na camada única do Ensaio M11. No vão entre estacas adjacentes, a tração em seu meio foi 61,8% maior e na extremidade foi 48,6% maior. Já na borda do capitel, a tração no Ensaio M6 foi 194% maior. Essa tendência sugere que no ensaio realizado com duas camadas de reforço, uma parcela maior do carregamento foi destinada ao efeito membrana.

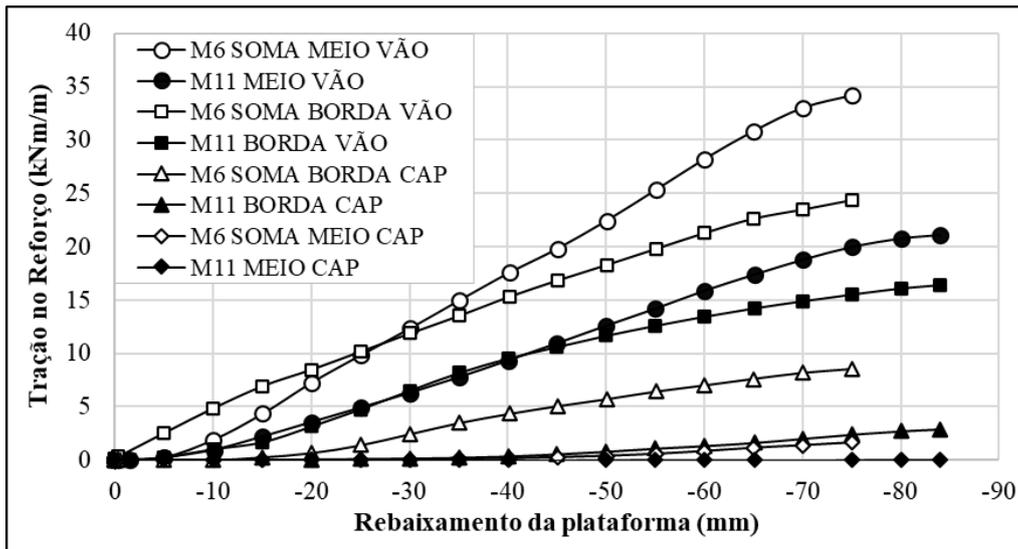


Figura 5.12 – Tração total dos ensaios M6 e M11 (referência) durante o rebaixamento.

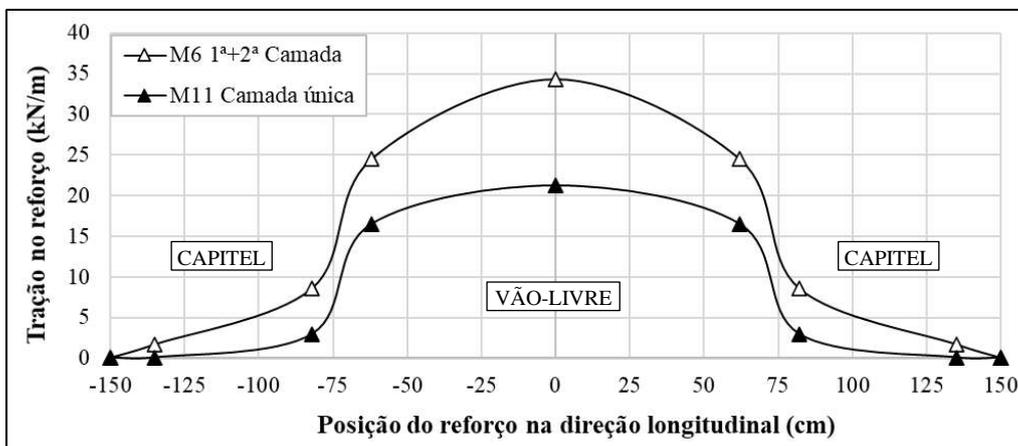


Figura 5.13 – Tração total dos ensaios M6 e M11 (referência) ao término do rebaixamento.

5.2.4. Recalque na superfície

Para monitoramento do recalque na superfície do Ensaio M6, os MDV's 1 e 2 foram posicionados na projeção do capitel e os MDV's 3 e 5, na projeção do meio da plataforma (vide Figura 3.12.b). A Figura 5.14 apresenta a leitura média dos MDV's em cada posição, durante o rebaixamento da plataforma. No Anexo C é apresentado as leituras de cada MDV do Ensaio 6, durante o rebaixamento da plataforma separadamente. O recalque médio dos MDV's posicionados na direção do meio do vão foi de 47 mm, ao término do rebaixamento, e os recalques do MDV's instalados na projeção dos capitéis foram desprezíveis.

A Figura 5.14 também apresenta, a título de comparação, as leituras do ensaio de referência M11. Verifica-se que o recalque diferencial na superfície do aterro do ensaio

realizado com duas camadas de reforço (M6) foi 19% menor do que no ensaio realizado com apenas uma camada (M11). Portanto, a adoção de uma segunda camada de reforço, dobrando a rigidez global do sistema de 1.475 kN/m para 2.950 kN/m, contribuiu para reduzir o recalque diferencial na superfície.

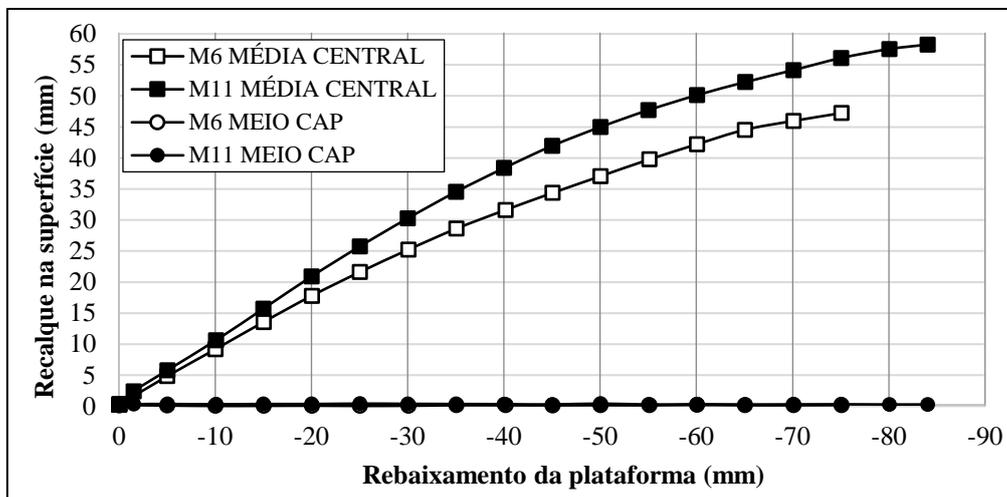


Figura 5.14 – Recalque na superfície do aterro nos ensaios M6 e M11 durante o rebaixamento.

5.2.5. Deflexão do reforço geossintético

A deflexão do reforço geossintético no Ensaio M6 foi obtida com base nas leituras das células de carga instaladas sobre os macacos hidráulicos (CM's), sendo determinada no momento em que as cargas nas 4 células se anulam, ou seja, quando a eficiência do arqueamento atingiu 100% na Figura 5.9. Sendo assim, mediou-se uma deflexão máxima de 75 mm no Ensaio M6.

Ao comparar o Ensaio M6 ao ensaio de referência M11, que apresentou uma deflexão de 84 mm, observa-se que a deflexão no Ensaio M6 foi 10,7% menor do que no Ensaio M11. Portanto, verifica-se que ao adotar uma segunda camada de reforço, dobrando a rigidez global do reforço, ocorre uma redução tanto do recalque diferencial na superfície do aterro quanto na deflexão da camada inferior de reforço.

5.3. Comparação entre aterros estruturados com duas camadas de reforço

Nesse item, faz-se uma breve comparação dos ensaios M8, realizado com duas camadas de reforço com rigidez de 773 kN/m cada ($J_{global}=1.546$ kN/m), e M6, realizado com duas camadas de reforço com rigidez de 1.475 kN/m cada ($J_{global}=2.950$ kN/m), com o ensaio de referência M11, realizado com apenas uma camada de reforço com rigidez de 1.475 kN/m ($J_{global}=1.475$ kN/m). São avaliadas as tensões totais na CPT1 e CPT3, a

eficiência do arqueamento, a tração no reforço, o recalque diferencial e a deflexão do reforço inferior ao término do rebaixamento da plataforma.

Na Tabela 5.1, ao comparar as tensões totais máximas (de pico) e finais (residuais) nas células CPT1 e CPT3 dos ensaios M8 e M6 com o ensaio de referência M11, observou-se que as leituras realizadas nos ensaios M6 e M8 são menores na CPT1, instalada na borda do capitel, e maiores na CPT3, instalada no meio do capitel. No entanto, ao comparar os ensaios M6 e M8 entre si, percebe-se que ambos os ensaios apresentaram uma grande similaridade nos valores obtidos.

Tabela 5.1 – Tensões totais na CPT1 e CPT3 dos ensaios M8, M11 e M6.

Ensaio Instrumento	M8 ($J_{global}=1.546$ kN/m)		M11 Referência ($J_{global}=1475$ kN/m)	M6 ($J_{global}=2.950$ kN/m)	
	CPT1 pico (kPa)	7,1% menor	41,8	45,0	41,6
CPT1 residual (kPa)	33,1% menor	21,4	32,0	21,7	32,2% menor
CPT3 pico (kPa)	16,8% maior	23,6	20,2	23,4	15,8% maior
CPT3 residual (kPa)	27,2% maior	20,6	16,2	18,8	16,0% maior

A Tabela 5.2 apresenta as eficiências máximas (de pico) e finais (residuais) dos ensaios M8, M11 e M6, obtidas através da razão entre a parcela do carregamento medido pelas CPT's instaladas nos capitéis e o carregamento total do aterro. Observa-se que as eficiências máximas nos três ensaios forneceram resultados similares (diferença inferior a 1%). Ao término do rebaixamento da plataforma, o ensaio M11, realizado com apenas uma camada de reforço, apresentou uma eficiência maior do que os demais ensaios, de cerca de 15%. Isso indica que nos ensaios realizadas com duas camadas de reforço, a eficiência do arqueamento se comporta de forma similar, independentemente da rigidez global das camadas de reforço. No entanto, destaca-se que a eficiência obtida a partir das CPT's não atingiu 100% nessas configurações.

Tabela 5.2 – Eficiências máximas e residuais dos ensaios M8, M11 e M6.

Ensaio Instrumento	M8 ($J_{global}=1.546$ kN/m)		M11 Referência ($J_{global}=1475$ kN/m)	M6 ($J_{global}=2.950$ kN/m)	
	Eficiência máxima	0,9% menor	91,2	90,4	91,0
Eficiência residual	13,3 % menor	60,0	69,0	58,3	15,8% menor

Na Tabela 5.3, ao comparar o somatório das trações na 1ª e 2ª camada do reforço em cada posição dos ensaios M6 e M8 com o ensaio de referência M11, ao final do rebaixamento da plataforma, observou-se que as leituras nos ensaios M6 e M8 foram superiores em todas as posições. Já ao comparar os ensaios M6 e M8, observa-se que as trações registradas no Ensaio M6 apresentaram valores superiores, sendo esse ensaio 7,6% maior no meio do vão livre, 6,4% maior próximo a borda do vão livre e 22,6% maior na borda do capitel. A similaridade na tendência das curvas do somatório da tração na 1ª e 2ª camada de reforço em cada posição para os ensaios M6 e M8 pode ser verificada no gráfico apresentado na Figura 5.15.

Nota-se que a tração no meio do capitel não foi avaliada pois apresentou uma grande variabilidade entre os ensaios. No entanto, nos três ensaios, a camadas inferior (ou única no Ensaio M11) registrou tração inferior à 0,1 kN/m.

Tabela 5.3 – Tração resultante no reforço em cada posição dos ensaios M8, M11 e M6.

Ensaio Instrumento	M8 ($J_{global}=1.546$ kN/m)		M11 Referência ($J_{global}=1475$ kN/m)	M6 ($J_{global}=2.950$ kN/m)	
Meio do Capitel	-	0,2	0	1,6	-
Borda do Capitel	140,1% maior	7,0	2,9	8,5	194,2% maior
Borda do Vão	39,6% maior	22,9	16,4	24,4	48,6% maior
Meio do Vão	50,4% maior	31,8	21,1	34,2	61,8% maior

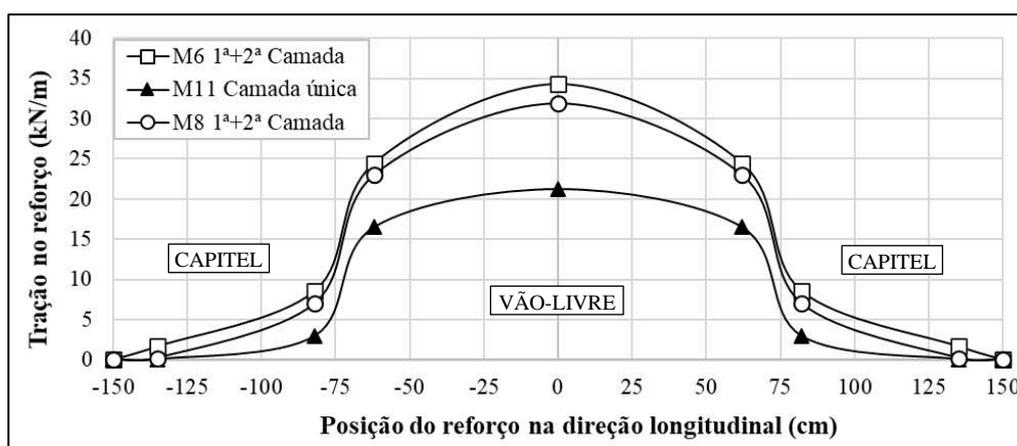


Figura 5.15 – Solicitações de tração nos ensaios M8, M11 e M6 ao término do rebaixamento.

Na Tabela 5.4, apresenta-se o recalque diferencial e a deflexão do reforço geossintético da camada inferior (ensaios M8 e M6) ou da camada única (Ensaio M11). Como já havia sido observado, o recalque diferencial e a deflexão do reforço foram

maiores no Ensaio M8 do que no ensaio de referência M11 e menores no Ensaio M6. Ao comparar os ensaios M8 e M6, verifica-se que ao aumentar a rigidez de cada camada de reforço de 773 kN/m para 1.475 kN/m, o recalque diferencial diminuiu 29,9% e a deflexão da camada inferior do reforço diminuiu 20,2%.

A Tabela 5.4 também apresenta a razão entre o recalque diferencial e a deflexão do reforço para os três ensaios. Percebe-se que a razão se manteve em torno de 70% para os ensaios M8 e M11, que possuem rigidez global aproximadamente igual. Já no Ensaio M6, que possui o dobro da rigidez global, a razão entre o recalque diferencial e a deflexão do reforço foi de 62,7%.

Tabela 5.4 – Recalque diferencial e deflexão do reforço nos ensaios M8, M11 e M6.

Ensaio Parâmetro	M8 ($J_{global}=1.546$ kN/m)		M11 Referência ($J_{global}=1475$ kN/m)	M6 ($J_{global}=2.950$ kN/m)	
Recalque Diferencial (mm)	15,5% maior	67	58	47	19,0% menor
Deflexão do Reforço (mm)	11,9% maior	94	84	75	10,7% menor
Recalque/Deflexão	-	71,3%	69,0%	62,7%	-

5.4. Comparação com estudos prévios

No Item 2.5 (O uso de múltiplas camadas de reforço) foi apresentada uma série de estudos realizados com o intuito de comparar aterros estruturados com uma e duas camadas de reforço geossintético. Nesse item, serão discutidas as semelhanças e diferenças entre os resultados encontrados nos estudos do Item 2.5 e no Capítulo 5.

Assim como foi observado por SALES (2002), verificou-se que ao utilizar duas camadas de reforço o somatório da solicitação de tração dessas duas camadas é superior a solicitação de tração em um aterro estruturado com apenas uma camada de reforço, conforme Tabela 5.3 e Figura 5.15, porém os resultados do autor indicaram que as trações na camada inferior eram maiores, diferentemente do que foi observado na Figura 5.4 e Figura 5.11. SALES (2002) também observou que ao adicionar uma camada de reforço, sem alterar a rigidez da camada inferior, o recalque na superfície é reduzido, assim como foi realizado no Ensaio M6 e verificado na Tabela 5.4. No entanto, o autor também observou que o recalque na superfície era menor ao utilizar duas camadas de reforço ao invés de uma única camada, mantendo a rigidez global constante. Isso não foi constatado

e na Tabela 5.4 foi apresentado, de forma resumida, que ao manter constante a rigidez global, o uso de uma camada única de reforço (Ensaio M11) fornece um recalque na superfície inferior do que o uso de duas camadas (Ensaio M8).

HARTMANN (2012) comentou que a adição de uma segunda camada de reforço, mantendo a rigidez da camada inferior, aumentou, mesmo que de forma errática, o recalque diferencial. No entanto, assim como foi mencionado no parágrafo anterior, a adição de uma segunda camada de reforço reduz o recalque diferencial e, no caso do Ensaio M6, essa redução foi de 19,0% (Tabela 5.4).

VAN EEKELEN *et al.* (2012a) mencionam que ao utilizar uma única camada de reforço, a sua deflexão era 15% menor do que no ensaio com duas camadas de reforço, mantendo a rigidez global constante. Isso está de acordo com o que foi observado no item 5.1.5, onde foi observado que ao utilizar uma camada de reforço (Ensaio M11), a sua deflexão é 11% menor do que ao utilizar duas camadas (Ensaio M8). Entretanto, em relação a tração no reforço, assim como mencionado por SALES (2002), VAN EEKELEN *et al.* (2012a) observaram que no ensaio com duas camadas, a camada inferior é a mais solicitada, diferentemente do que foi observado na Figura 5.4 e Figura 5.11. Essa última observação também foi compartilhada por AL-NADDAF (2017) em sua pesquisa.

AL-NADDAF (2017) e GHOSH *et al.* (2017) observaram que a tração (ou deformação) máxima no reforço inferior ocorria no meio do vão entre capitéis adjacentes e no reforço superior a tração máxima ocorria na extremidade entre o capitel e a plataforma. Como pode ser observado na Figura 5.4 e Figura 5.11, a tração máxima em ambas camadas de reforço ocorreu no meio do vão livre. Entretanto, como na pesquisa de AL-NADDAF (2017) o rebaixamento da plataforma foi limitado a cerca de 4,2% da largura da plataforma, na Figura 5.3 se observa que no Ensaio M8 até um rebaixamento da plataforma de 55 mm (3,8% da largura da plataforma), a tração na borda do vão da camada superior era maior que a tração no meio do vão. Essa tendência também foi observada na Figura 5.10 do Ensaio M6 para um rebaixamento de até 25 mm (1,7% da largura da plataforma). Indicando uma concordância entre o que foi comentado por AL-NADDAF (2017) e GHOSH *et al.* (2017) com a presente pesquisa.

6. CONCLUSÕES

A presente pesquisa teve como objetivo aprofundar a análise do fenômeno do arqueamento e do efeito membrana em aterros estruturados reforçados com geossintético. O estudo foi efetuado utilizando modelagem física no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ sob condição de deformação plana. O adensamento do solo mole foi simulado através do rebaixamento de uma plataforma hidráulica instalada entre os capitéis. Ao longo dos ensaios, se monitorou o rebaixamento da plataforma, o carregamento sobre os capitéis, deformações nos reforços e recalque na superfície do aterro. O modelo representa um aterro baixo, com razão entre a altura do aterro e vão entre capitéis igual a 0,63.

Buscando avaliar o efeito da compactação do solo e do uso de duas camadas de reforço no comportamento, os ensaios foram realizados sob quatro configurações. Num primeiro ensaio (Ensaio M11), tomado como referência, utilizou-se uma camada de reforço geossintético com rigidez igual a 1.475 kN/m e compactação do solo leve (placa vibratória). Nos demais variou-se o tipo de compactação e o número de camadas de reforço, como a seguir: Ensaio M12, uma camada de reforço geossintético com rigidez igual a 1.475 kN/m e compactação pesada (placa vibratória e compactador a percussão); Ensaio M8, duas camadas de reforço geossintético com rigidez igual a 773 kN/m ($J_{global}=1.546$ kN/m) e compactação leve (placa vibratória) e; Ensaio M6, duas camadas de reforço geossintético com rigidez igual a 1.745 kN/m ($J_{global}=2.950$ kN/m) e compactação leve (placa vibratória).

Em todos os ensaios, durante o rebaixamento da plataforma se observou a transferência de tensões para os capitéis. Nas bordas dos capitéis, as tensões atingiram os valores máximos após aproximadamente 5 mm de rebaixamento da plataforma, apresentando-se mais elevadas do que a correspondente a hipótese de que todo o carregamento do aterro viesse a ser transferido aos capiteis segundo uma distribuição uniforme. Por outro lado, na CPT instalada a 49 cm da borda do capitel, as tensões pequenas alterações, com valores próximos às tensões geostáticas iniciais durante todo o rebaixamento da plataforma. Estes resultados estão de acordo com o mecanismo do arqueamento sugerido por TERZAGHI e PECK (1967), tendo sido também observado durante a fase de aplicação de sobrecargas no aterro.

Considerando uma distribuição exponencial das leituras pontuais das CPT's nos capitéis, calculou-se a eficiência do arqueamento dos ensaios efetuados. A eficiência máxima foi atingida após cerca de 5 mm de rebaixamento da plataforma (valores entre 90% e 100%). Conforme a progressão do rebaixamento, ocorreu uma redução no valor calculado, até atingir patamares entre 58% e 71%. Calculou-se também a eficiência do arqueamento utilizando as leituras das células de carga posicionadas abaixo da plataforma (CM's), sobre os macacos hidráulicos. Utilizando estas leituras, verificou-se que, instantes após o início do rebaixamento da plataforma, a eficiência do arqueamento atingia valores superiores a 80%, chegando-se a 100% no momento em que o reforço perdia o contato com a plataforma. A diferença entre os valores calculados a partir das CPT's e das CM's pode ser justificada pelo fato das leituras das CPT's serem localizadas, mascarando eventuais redistribuições de tensões no restante do capitel.

As trações nos reforços apresentaram tendências semelhantes em todos os ensaios, apresentando valores máximos no meio do vão entre capitéis. Ao término do rebaixamento, as trações próximas à borda do vão foram de 22% a 28% menores do que as trações no meio do vão e, ao aplicar uma sobrecarga de 50 kPa, de 13% a 16% menores do que as trações no meio do vão. Na borda do capitel, a redução na tração foi mais expressiva, principalmente na camada única do reforço (ensaios M11 e M12) ou na camada inferior (ensaios M8 e M6). Já no meio do capitel os registros de tração no reforço se mantiveram próximos a zero. A mobilização do reforço ocorreu através do efeito membrana, em que o reforço se deformou absorvendo a parcela do carregamento não transferida diretamente aos capitéis pelo arqueamento.

Nos aterros do presente estudo, a razão entre sua altura e o vão entre capitéis adjacentes foi de 0,63, encontrando-se abaixo das propostas de altura crítica da literatura, definida como a altura mínima do aterro para que não ocorra recalques diferenciais, assim recalques elevados eram expectáveis. Ao término do rebaixamento da plataforma, a razão entre o recalque diferencial na superfície do aterro e a deflexão do reforço geossintético se apresentou entre 61% e 71%.

6.1. A influência da compactação

Comparou-se o comportamento dos ensaios com compactação leve (Ensaio M11) e o de compactação pesada (Ensaio M12), ambos conduzidos de forma similar. Ao final do rebaixamento da plataforma e também quando da aplicação das sobrecargas, verificou-

se no ensaio com compactação pesada, em média, 16% de acréscimo no valor da tensão na borda do capitel. A eficiência máxima do arqueamento, calculada a partir das CPT's, passou de 90% para 99%. Por outro lado, a tração no reforço, no meio do vão, reduziu em 6% e 8%, ao final do rebaixamento e ao aplicar uma sobrecarga de 50 kPa, respectivamente. Ao término do rebaixamento, a razão entre o recalque diferencial na superfície e a deflexão do reforço passou de 69% para 61%, ou seja, verificou-se uma redução de 12%.

Estes resultados estão de acordo com o comportamento esperado, visto que com a compactação pesada tem-se um aumento dos parâmetros de resistência do solo, bem como um acréscimo nas tensões horizontais induzidas pela compactação na massa do aterro. Tal acréscimo redundava em maior eficiência do arqueamento e alivia, portanto, as solicitações no reforço geossintético e minimiza os recalques. Deve-se destacar também que, diversamente do que ocorre no modelo físico durante o rebaixamento da plataforma, sob condições reais de campo, o solo mole se deforma durante a etapa construtiva, ocorrendo nesse caso, simultaneamente, a redistribuição de tensões no aterro e a mobilização do reforço. Portanto, no campo a influência da compactação deve ser ainda mais efetiva do que a observada nos experimentos.

6.2. A influência do uso de duas camadas de reforço

Comparou-se o comportamento do Ensaio M11, no qual se empregou uma única camada de reforço de rigidez 1.475 kN/m ($J_{global}=1.475$ kN/m), com o Ensaio M8, com duas camadas de reforço de rigidez 773 kN/m ($J_{global}=1.546$ kN/m). Fora a diferença no número de reforços, ambos os ensaios foram conduzidos de forma similar. Foi verificado que ao utilizar duas camadas de reforço, mantendo a rigidez global aproximadamente constante, a tensão máxima registrada nos capitéis instalados na borda reduziu em 4% e, após o rebaixamento da plataforma, essa redução chegou a 45%. Já a tensão total no capitel instalado a 49 cm da borda do capitel aumentou 27% ao término do rebaixamento. Indicando, portanto, que a distribuição das tensões sobre os capitéis ao utilizar duas camadas de reforço é mais uniforme.

Em relação a eficiência do arqueamento calculada a partir da extrapolação das leituras das CPT's, ambos os ensaios apresentaram eficiência máxima de cerca de 90%, porém ao término do rebaixamento da plataforma, o ensaio realizado com duas camadas de reforço apresentou uma eficiência 13% inferior. Ao comparar as trações nos reforços,

o somatório das trações em cada posição do ensaio com duas camadas se manteve superior ao de camada única, sendo 50% mais elevada no meio do vão livre e 40% na extremidade da plataforma. Ao término do rebaixamento da plataforma, a deflexão do reforço aumentou 12% e o recalque diferencial na superfície do aterro 16%, no ensaio que se utilizou duas camadas.

Comparou-se também o Ensaio M11, realizado com uma camada de reforço de rigidez 1.475 kN/m com o Ensaio M6, realizado com duas camadas de reforço de rigidez 1.475 kN/m, duplicando, portanto, a rigidez global do sistema para 2.950 kN/m. As diferenças de comportamento encontradas nestes dois ensaios foram similares às observadas entre os ensaios M11 e M8. No entanto, a deflexão do reforço no Ensaio M6 foi 11% inferior ao Ensaio M11 e o recalque diferencial na superfície do aterro reduziu em 19% ao término do rebaixamento da plataforma.

Com base nesses resultados, conclui-se que o uso de duas camadas de reforço, mantendo a rigidez global dos reforços constante (Ensaio M8), leva a redução da eficiência do arqueamento e aumenta as solicitações de tração no reforço. O uso de camada dupla, reduz, também, as tensões totais na borda dos capitéis. No entanto, ao dobrar a rigidez global utilizando duas camadas iguais de reforço (Ensaio M6), levou a menores deflexões do reforço e recalques diferenciais na superfície. Os resultados indicam que o uso de uma única camada de reforço é mais eficiente do que duas camadas ao manter a rigidez global. Assim, é preferível dobrar a rigidez do reforço único a utilizar duas camadas com a mesma rigidez.

Destaca-se, entretanto, que em condições reais de campo, o solo mole se deforma durante cada etapa construtiva, ocorrendo a redistribuição de tensões no aterro e a mobilização da primeira camada de reforço se verifica antes da segunda camada. Tal comportamento é diverso do que ocorre no modelo físico, no qual o rebaixamento é efetuado somente após a construção do aterro e, portanto, ambas as camadas são mobilizadas simultaneamente. Portanto, no campo o efeito da segunda camada de reforço tende a ser ainda menos efetiva do que a observada nos experimentos.

6.3. Avaliação dos métodos analíticos

Os resultados obtidos pelos métodos analíticos sugeridos pela BS8006 (2010), EBGeo (2011), CUR226 (2015) e EHRLICH (2001, *apud* SALES, 2002) foram

comparados com os encontrados no Ensaio M11 (camada única de reforço com rigidez igual a 1.475 kN/m, compactação leve).

Considerando os valores medidos no Ensaio M11 da deflexão do reforço geossintético e da tração máxima (no meio do vão) e mínima (na borda do vão), antes da aplicação da sobrecarga, verificou-se que os métodos de ZAESKE (2001) e VAN EEKELEN (2012), recomendados pela normas EBGEO (2011) e CUR226 (2015), respectivamente, foram os mais representativos. O método de EHRLICH (2001, *apud* SALES, 2002) apresentou resultados inferiores aos medidos no Ensaio M11 e o método de HEWLETT e RANDOLPH (1988), recomendado como método alternativa pela norma BS8006 (2010), apresentou resultados significativamente superiores aos medidos.

Quando da aplicação das sobrecargas, as deflexões obtidas pelos métodos de VAN EEKELEN (2012) e ZAESKE (2001) se apresentaram mais elevadas do que os valores medidos. Em relação a tração máxima no reforço, o método VAN EEKELEN (2012) apresentou resultados mais elevados do que os obtidos pelo método de ZAESKE (2001), porém ambos foram superiores aos valores medidos. Para sobrecargas a partir de 20 kPa, o método do EHRLICH (2001, *apud* SALES, 2002) foi o método que forneceu trações máximas mais próximas às medidas no Ensaio M11, porém as deflexões previstas pelo método se mantiveram inferiores aos valores medidos. Em linhas gerais, os métodos de ZAESKE (2001), EHRLICH (2001, *apud* SALES, 2002) e VAN EEKELEN (2015) apresentaram boa aderência aos resultados medidos.

6.4. Pesquisas futuras

Com o intuito de continuar a pesquisa desenvolvida no presente trabalho, são propostas as pesquisas listadas a seguir:

- Realizar rebaixamentos milimétricos pré-determinados da plataforma hidráulica após a compactação de cada camada de aterro, de modo a simular o adensamento do solo mole durante as etapas construtivas.
- Inclusão de válvulas reguladoras de fluxo nos macacos hidráulicos da plataforma ou substituí-las por macacos elétricos, de modo a igualar os deslocamentos dos macacos da plataforma.

- Reproduzir o modelo físico desenvolvido na COPPE/UFRJ utilizando a modelagem numérica, de forma a validar os parâmetros adotados e avaliar outras configurações do modelo.
- Instalar mais células de pressão total nos capitéis, de forma a validar a distribuição de tensões sobre o capitel.
- Instalar células de pressão total sobre a plataforma hidráulica, de forma a verificar como ocorre a distribuição de tensões sobre o solo mole.
- Aumentar a altura do modelo, ou a razão entre a altura do aterro e o vão livre, e instalar medidores de deslocamento vertical em diferentes alturas, para avaliar o recalque diferencial nessas alturas e determinar a altura crítica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AL-NADDAF, Mahdi Abbas Mahdi. “Investigation of soil arching stability under static and cyclic surface loading using trapdoor model tests”. *Tese de Doutorado*. University of Kansas, Estados Unidos. 2017.
- ALMEIDA, M. S. S., EHRLICH, M., SPOTTI, A. P., MARQUES, M. E. S., “Embankment supported on piles with biaxial geogrids”. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*. pp. 185–192. 2007.
- ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S. “Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho.” 2ª edição. Oficina de Textos. pp. 162-170. 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO 10319:2013: “Geossintético – Ensaio de tração faixa larga”. ABNT: Rio de Janeiro. 2013.
- BARBOZA JR., J. C., “Estudo através de modelos físicos da influência da face e da compactação em muros de solo reforçado”. *Dissertação de Mestrado*. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2003.
- BLANC, M., RAULT, G., THOREL, L., ALMEIDA, M. “Centrifuge investigation of load transfer mechanisms in a granular mattress above a rigid inclusions network”. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 36, pp. 92–105. 2013.
- BRITISH STANDARD, BS 8006-1. “Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Others Fills”, *British Standard Institution*, ISBN 978-0-580-53842-1. 2010.
- CARAPAJÓ, C.L., “Avaliação do comportamento de geogrelhas quando submetidas ao ensaio faixa larga”. *Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação*. Universidade Veiga de Almeida – UVA, Rio de Janeiro, Brasil. 2018.
- CARDOSO, C. A. “Estudos numéricos de aterros estaqueados reforçados com geogrelha”. *Tese de Doutorado*. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2009.
- CARLSSON, B. “Reinforced soil, principles for calculation”. Terrateam AB. Linköping, Suécia. 1987.
- CHEN, Y-M., CAO, W-P., CHEN, R-P. “An experimental investigation of soil arching within basal reinforced and unreinforced piled embankments”. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 26, n. 2, p. 164-174. 2008.
- COLLIN, J.G. “Column supported embankment design considerations”. In: *52nd Annual Geotechnical Engineering Conference*, University of Minnesota, MN, Estados Unidos. 2004.
- CORDOVA, P. E. C., “Modelagem física de muros de solo reforçado: efeito da inclinação e rigidez da face, resistência na base e sobrecarga aplicada”. *Dissertação de Mestrado*. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2018.
- CUR226 “Ontwerprichtlijn paalmatrassystemen” (Guia de Dimensionamento de Aterros Estruturados). Versão atualizada. Alemanha. 2015.

- DEMERDASH, M. A. “An experimental study of piled embankments incorporating geosynthetic basal reinforcement”. *Ph.D. Thesis*. Upon Tyne: Department of Civil Engineering. University of Newcastle, England, United Kingdom. 1996.
- DIEGUEZ, C. A. (2019). “Estudo em modelos físicos de aterro estruturado.” (The study of physical modelling in pile-supported embankments). *Master of Science*, Federal University of Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, Brazil.
- EHRlich, M., and MITCHELL, J. K. (1994). “Working stress design method for reinforced soil walls.” *Journal of Geotechnical Engineering*, 120 (4): 625–645.
- EHRlich, M., MIRMORADI, S.H., Saramago, R.P., 2012. “Evaluation of the effect of compaction on the behavior of geosynthetic-reinforced soil walls”. *J. Geotextile Geomembrane*. 34, 108–115.
- ELEUTÉRIO, J.O.S., “Análise do comportamento de estruturas de solo grampeado sujeitas a deformações de fundo através de modelos físicos (escala 1:1) e numéricos”. *Dissertação de Mestrado*. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2013.
- GIROUD, J. P. “Determination of geosynthetic strain due to deflection”. *Geosynthetics International*, v. 2, n. 3, p. 635-641. 1995.
- Gourc, J. P., and P. Villard. “Reinforcement by membrane effect: Application to embankments on soil liable to subsidence”. *Proceedings of the 2nd Asian Geosynthetics Conference*, Kuala Lumpur, Malaysia, v.1, p. 55-72. 2000.
- GUEDES, V. C. P., “Estudo da influência da compactação, do tipo e inclinação da face no comportamento de muros de solo reforçado”. *Dissertação de Mestrado*. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2004.
- HAN, Jie. “Principles and practice of ground improvement”. *John Wiley & Sons*. 2015.
- Han-Jiang Lai, Jun-Jie Zheng, Rong-Jun Zhang, Ming-Juan Cui. “Classification and characteristics of soil arching structures in pile-supported embankments”. *Computers and Geotechnics*. v. 98, p. 153-171. 2018.
- HARTMANN, D. A. “Modelagem centrífuga de aterros estruturados com reforço de geossintéticos”. *Dissertação de Mestrado*. COPPE, Rio de Janeiro, Brasil. 2012.
- HEITZ, C. “Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern”. *Kassel University press GmbH*, Alemanha. 2006.
- Hewlett, W. J., Randolph, M. F. “Analysis of Piled Embankments”. *Ground Engineering*, Thomas Telford, London, 21(3): 12-18. 1988.
- Horgan, G. J. and Sarsby, R. W. “The Arching Effect of Soils Over Voids and Piles Incorporating Geosynthetic Reinforcement”. *7th International Conference on Geosynthetics*, IGS, Nice, p. 373- 378. 2002.

- JESUS, R.C., EHRLICH, M., ELEUTERIO, J. O., “Numerical Simulation of Compaction in a Pile-Supported Embankment”, In: *4º Pan American Conference on Geosynthetics*, GeoAmericas 2020, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2020 (aceito para publicação nos anais).
- JOHN, N. W. M. “Geotextiles”, *Blackie and Son Ltd. Glasgow, UK*, v. 347. 1987.
- KEMPFERT, H. G., GÖBEL, C., ALEXIEW, D. HEITZ, C. “German recommendations for reinforced embankments on pile - similar elements”. In: *Proceedings of the 3rd European Geosynthetics Conference*, pp. 279-284. Munich, Germany. 2004.
- Low B. K., Tang S. K., Choa, V. “Arching in Piled Embankment”. *Journal of Geotechnical Engineering – ASCE*, 120 (11) – p. 1917-1938. 1994.
- MCGUIRE, M. P. “Critical height and surface deformation of column-supported embankments.” *Ph.D. Thesis*, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg. U.S.A. 2011.
- MCKELVEY III, James A. “The anatomy of soil arching”. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 13, n. 5, p. 317-329. 1994.
- MIKI, H. “Design of deep mixing method of stabilization with low improvement ratio”. In: *Proceedings of the first seminar on ground improvement in highways*, Bangkok, Thailand, p. 197-204. 1997.
- MIRMORADI, S.H., EHRLICH, M. (2015). “Modeling of the compaction-induced stress on reinforced soil walls”. *Journal of Geotextiles and Geomembranes*, 43 (1): 82–88.
- OLIVEIRA, G. A. “Influência da rigidez do reforço em muros de solo reforçado em modelos físicos”. *Dissertação de Mestrado*. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2006.
- PINTO, C. S., “Estudo de aterros estacados através de modelos físicos 1G”. *Dissertação de Mestrado*. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2013.
- ROGBECK, Y., GUSTAVSON, S., SÖDERGREN, I., LINDQUIST, D. “Reinforced pile embankments in Sweden — design aspects”. *Proceedings 6th International Conference on Geosynthetics*, Atlanta, U.S.A., v. 2, pp. 755–762. 1998.
- RUSSELL, Darren; PIERPOINT, Nick. “An assessment of design methods for piled embankments”. *Ground Engineering*, v. 30, n. 10. 1997.
- SALES, I. A. S. L. “Estudos numéricos e analíticos de aterros estacados reforçados”. *Tese de Doutorado*. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2002.
- SARAMAGO, R. P., “Estudo da influência da compactação no comportamento de muros de solo reforçado com a utilização de modelos físicos”. *Tese de Doutorado*. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2002.
- SCHMIDT, C.F. “Casos de obra de aterros estruturados executados pela Huesker-Brasil”, *Comunicação Pessoal*. 2014.

- SILVA, “Análise do comportamento de estruturas de solo grampeado através da monitoração de obra e modelos físicos (escala 1:1)”. *Dissertação de Mestrado*. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2010.
- SVANØ, G., ILSTAD, T., EIKSUND, G., WATN, A. “Alternative calculation principle for design of piled embankments with base reinforcement”. *Proceedings of the 4th conference on Ground Improvement Geosystems*, Finland. 2000.
- TERZAGHI, K., “Stress Distribution in Dry and in Saturated Sand Above a Yielding Trap-Door”, In: *Proceedings of First International Conference on Soil Mechanics*, Harvard University, Cambridge, Massachusetts. U.S.A. 1936.
- TERZAGHI, K. “Theoretical soil mechanics”. *John Wiley & Sons*, New York, U.S.A. 1943.
- VAN EEKELEN, S.J.M, Van, M.A. and Bezuijen, A. “The Kyoto Road, a Full-scale Test, Measurements and Calculations”, *Proceedings of the Fourteenth European Conference on Soil mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 3, Madrid, pp. 1533-1538. 2007.
- VAN EEKELEN, S. J. M., BEZUIJEN, A., LODDER, H. J., VAN TOL, A. F. “Model experiments on piled embankments. Part I”. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 32, pp. 69–81. 2012a.
- VAN EEKELEN, S. J. M., BEZUIJEN, A., VAN TOL, A. F. “An analytical model for arching in piled embankments”. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 39, pp. 78–102. 2013.
- VAN EEKELEN, S. J. M., ALMEIDA, M. S. S., BEZUIJEN, A. “European analytical calculations compared with a full-scale Brazilian piled embankment”. In: *Proceedings of IGS10*, Berlin, Germany. 2014.
- VAN EEKELEN, S.J.M. “Basal Reinforced Piled Embankments”. *PhD thesis*. Delft University of Technology. ISBN 978-94-6203-825-7 (print); ISBN 978-94-6203-826-4 (electronic version). 2015.
- VASCONCELOS, S.M., *Influência de carregamentos externos nas tensões e deformações de muros de solo reforçado*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2010.
- VERTEMATTI, J.C. E MONTEZ, F. “Avaliação de trecho ferroviário fundeado sobre micro estacas com geogrelhas”. *13º COBRAMSEG*, v. 3, pp. 1933-1938. 2006.
- ZAESKE, Dirk. “Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen”. *Fachgebiet u. Versuchsanst. Geotechnik*, Univ. Gh Kassel. 2001.
- Zhu, B., Gao, D., Li, J.C. and Chen, Y.M. “Model tests on interaction between soil and geosynthetics subjected to localized subsidence in landfills”. *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering)*, 13(6):433-444. 2012.

ANEXO A – CURVAS DE CALIBRAÇÃO DOS INSTRUMENTOS

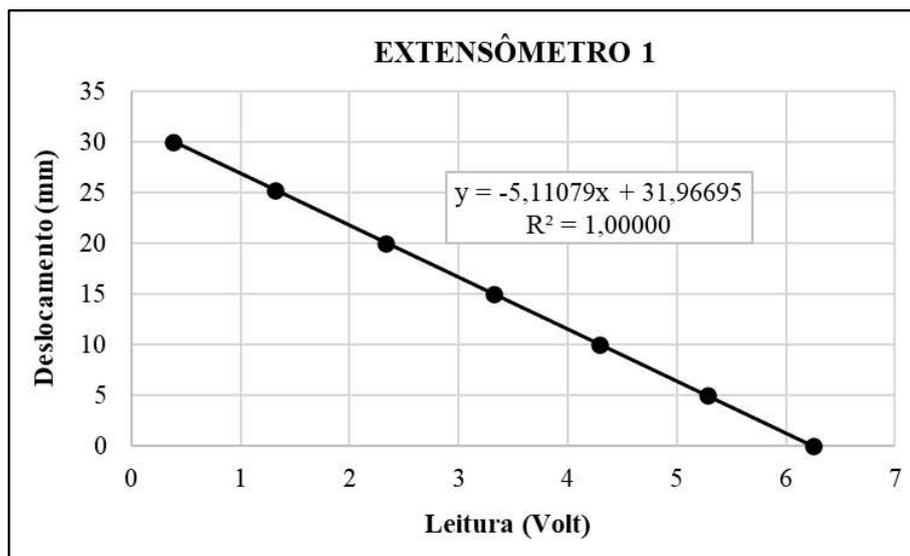


Figura A.1 – Calibração do LVDT instalado no Extensômetro 1.

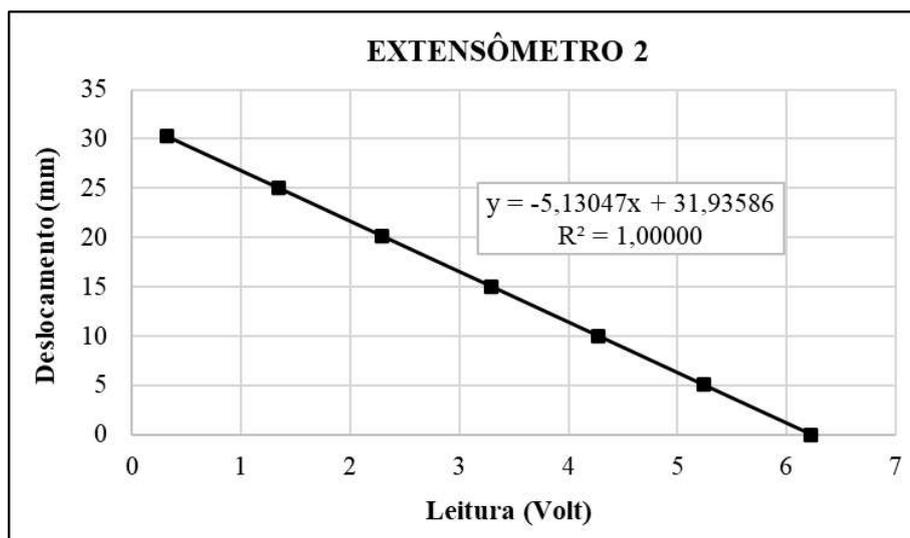


Figura A.2 – Calibração do LVDT instalado no Extensômetro 2.

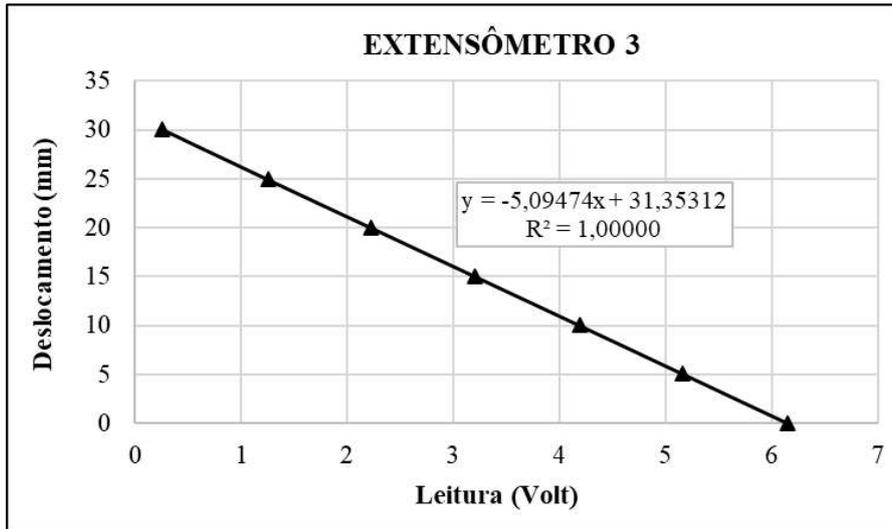


Figura A.3 – Calibração do LVDT instalado no Extensômetro 3.

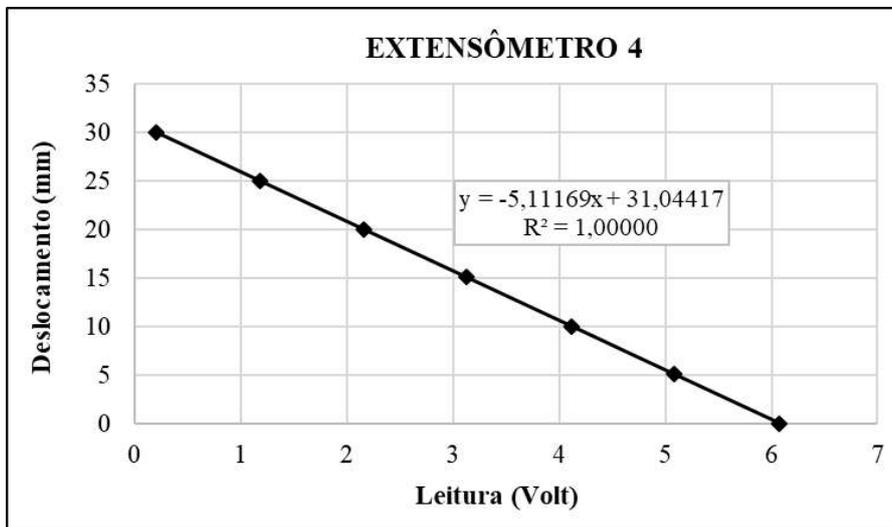


Figura A.4 – Calibração do LVDT instalado no Extensômetro 4.

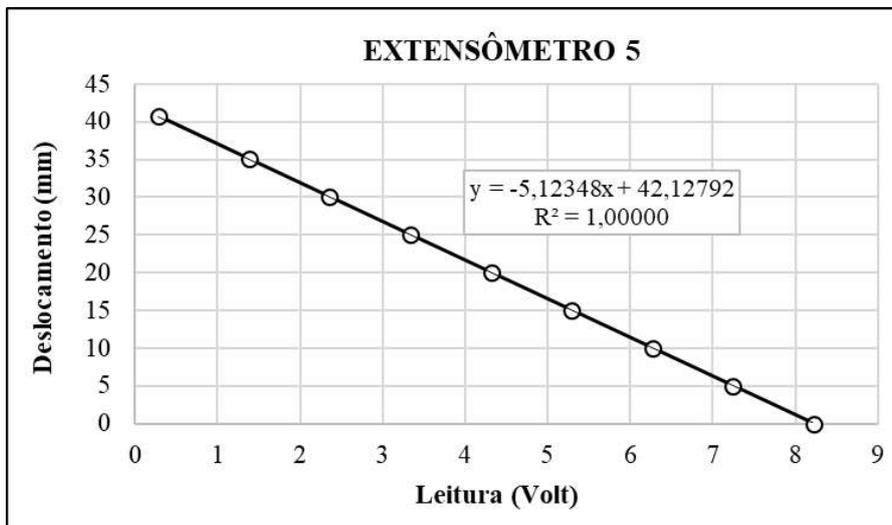


Figura A.5 – Calibração do LVDT instalado no Extensômetro 5.

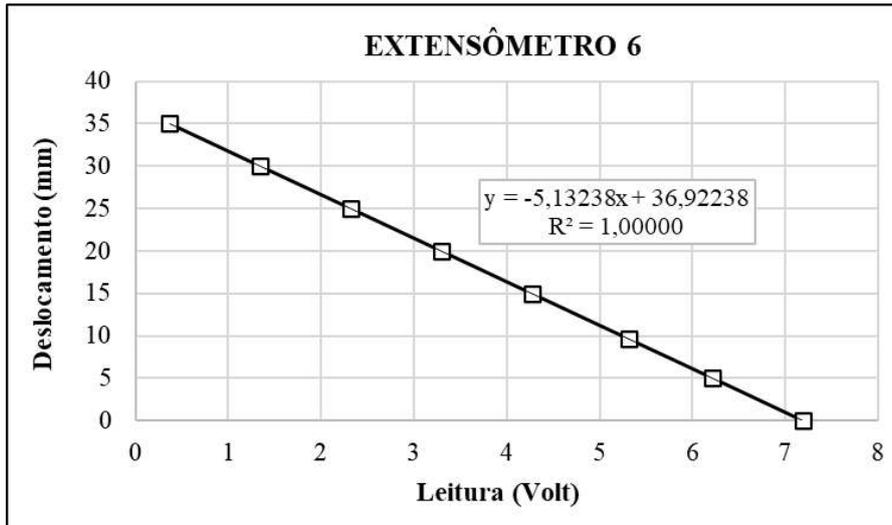


Figura A.6 – Calibração do LVDT instalado no Extensômetro 6.

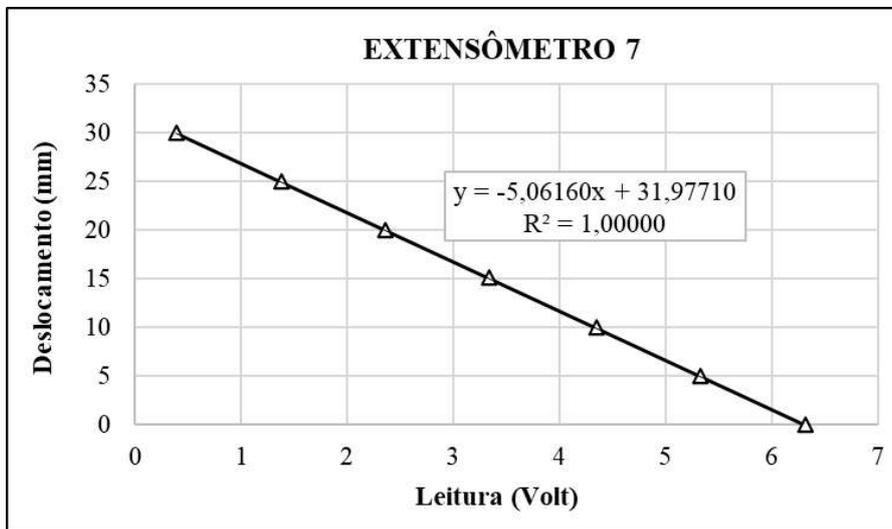


Figura A.7 – Calibração do LVDT instalado no Extensômetro 7.

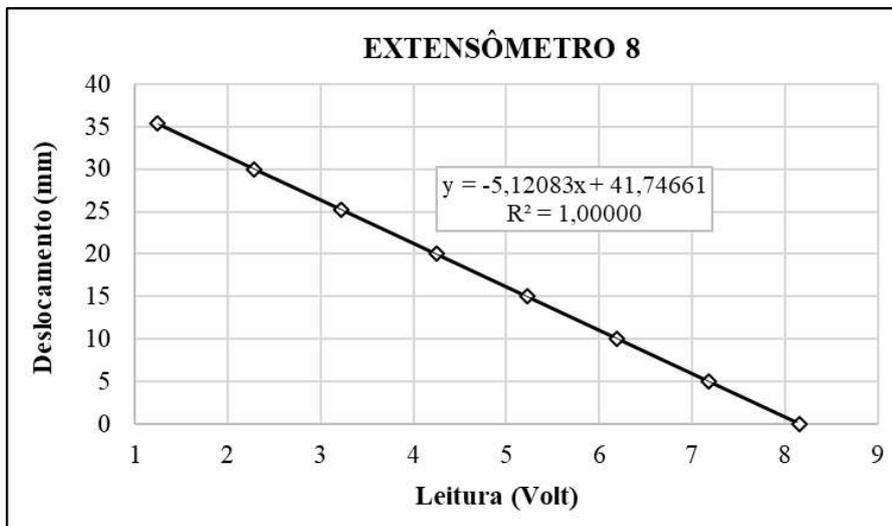


Figura A.8 – Calibração do LVDT instalado no Extensômetro 8.

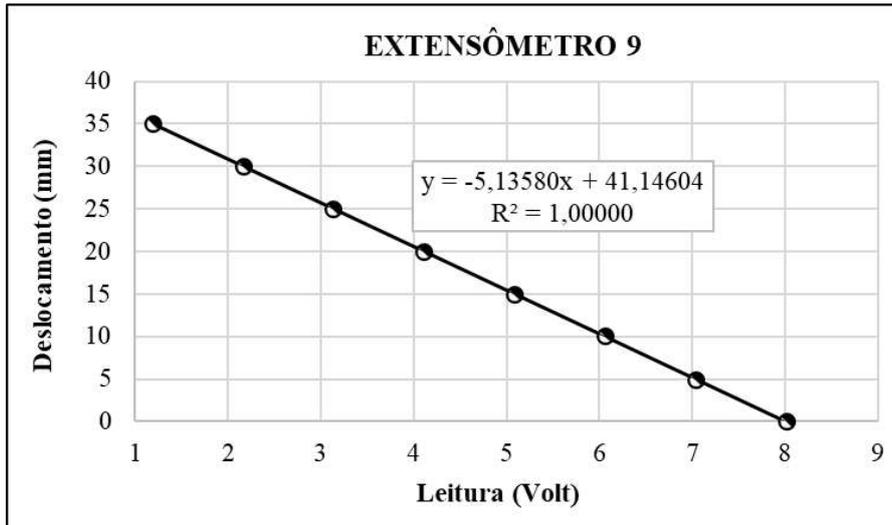


Figura A.9 – Calibração do LVDT instalado no Extensômetro 9.

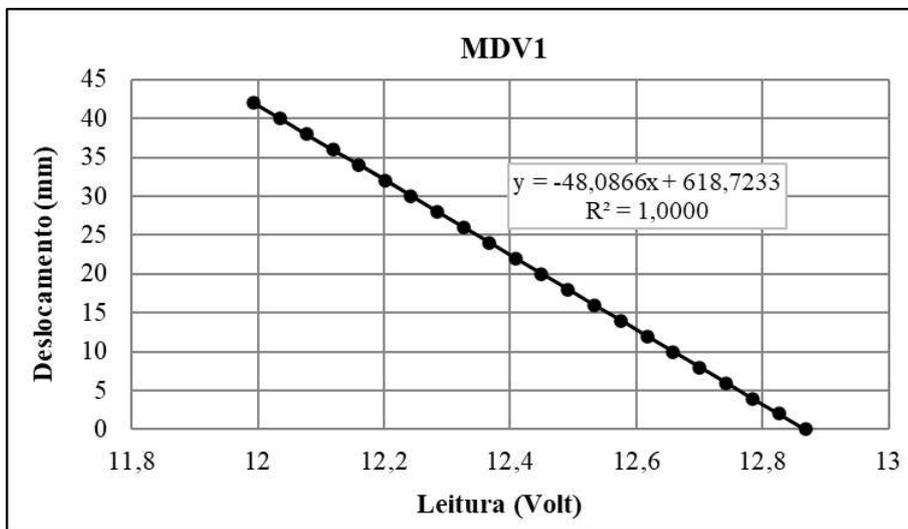


Figura A.10 – Calibração do Medidor de Deslocamento Vertical 1 (MDV1).

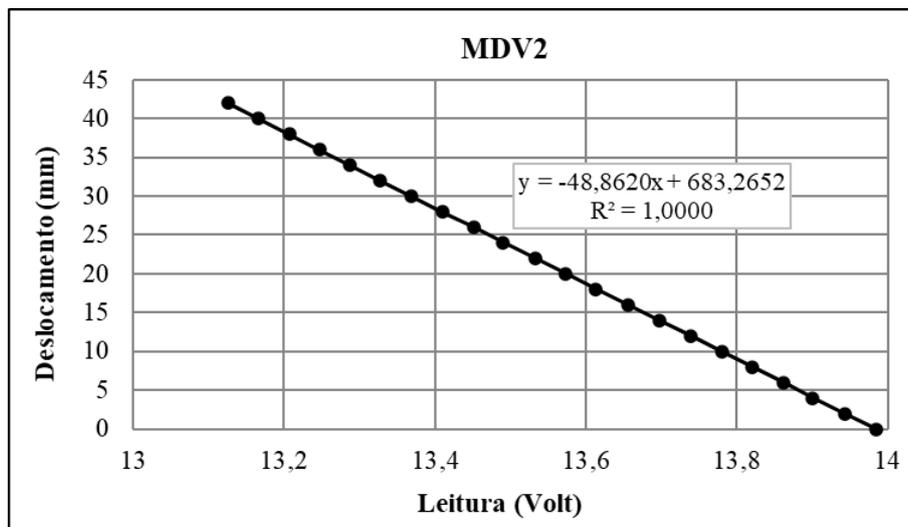


Figura A.11 – Calibração do Medidor de Deslocamento Vertical 2 (MDV2).

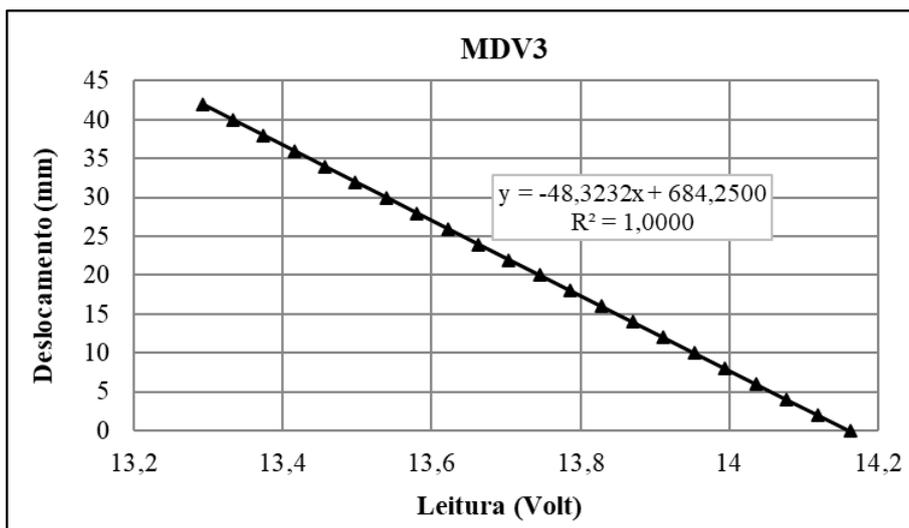


Figura A.12 – Calibração do Medidor de Deslocamento Vertical 3 (MDV3).

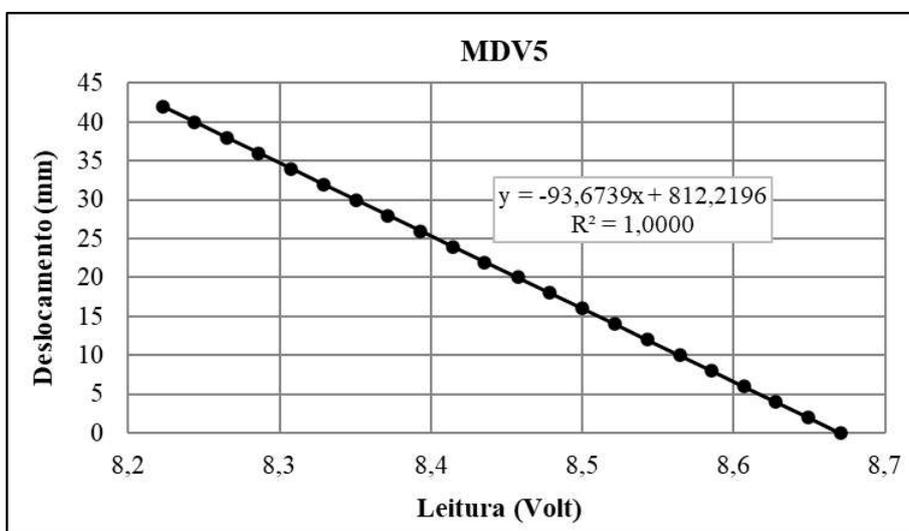


Figura A.13 – Calibração do Medidor de Deslocamento Vertical 4 (MDV4).

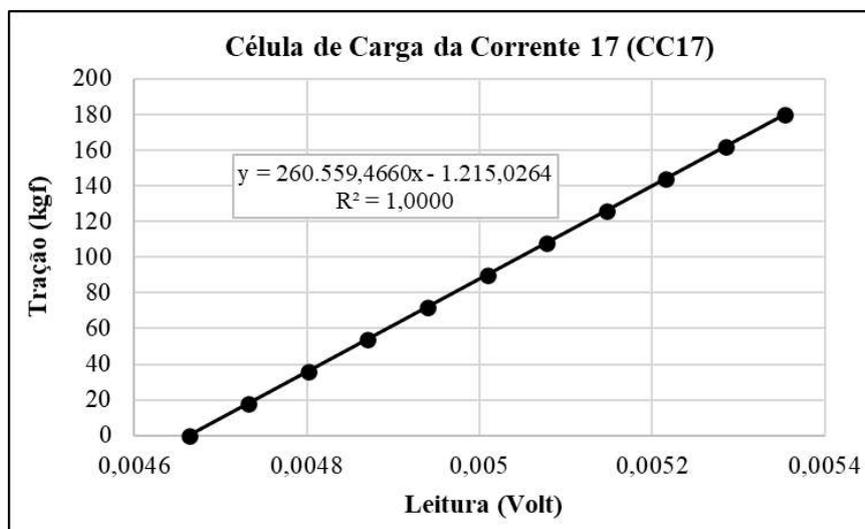


Figura A.14 – Calibração da Célula de Carga da Corrente 17 (CC17).

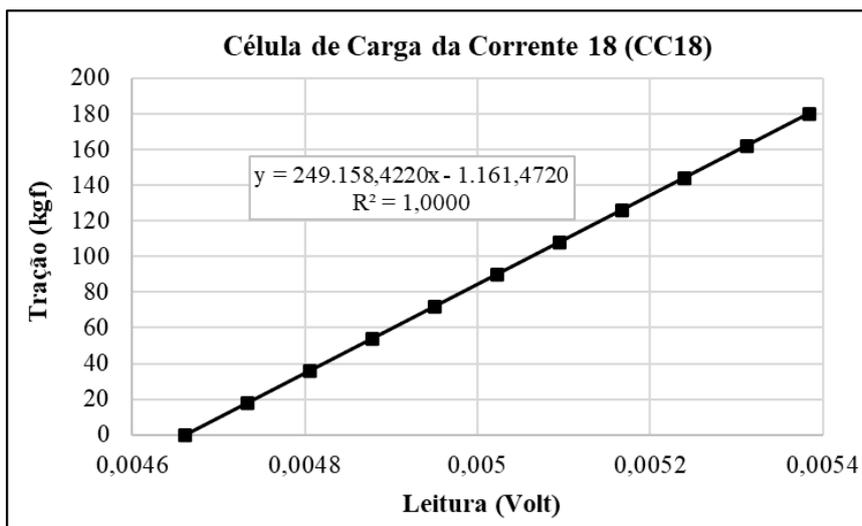


Figura A.15 – Calibração da Célula de Carga da Corrente 18 (CC18).

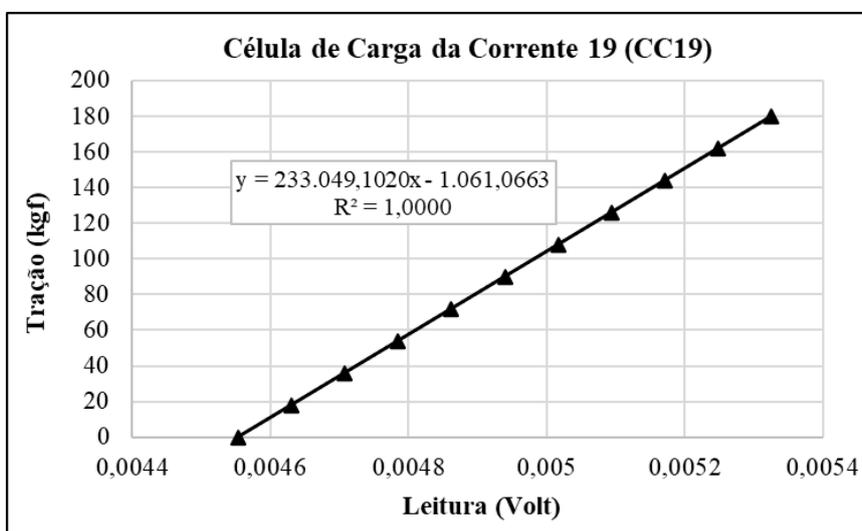


Figura A.16 – Calibração da Célula de Carga da Corrente 19 (CC19).

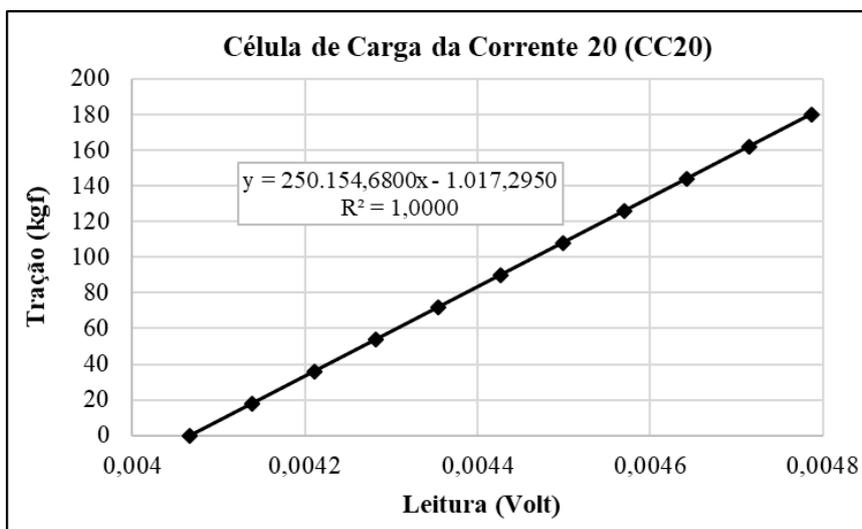


Figura A.17 – Calibração da Célula de Carga da Corrente 20 (CC20).

ANEXO B – CURVAS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO DOS REFORÇOS

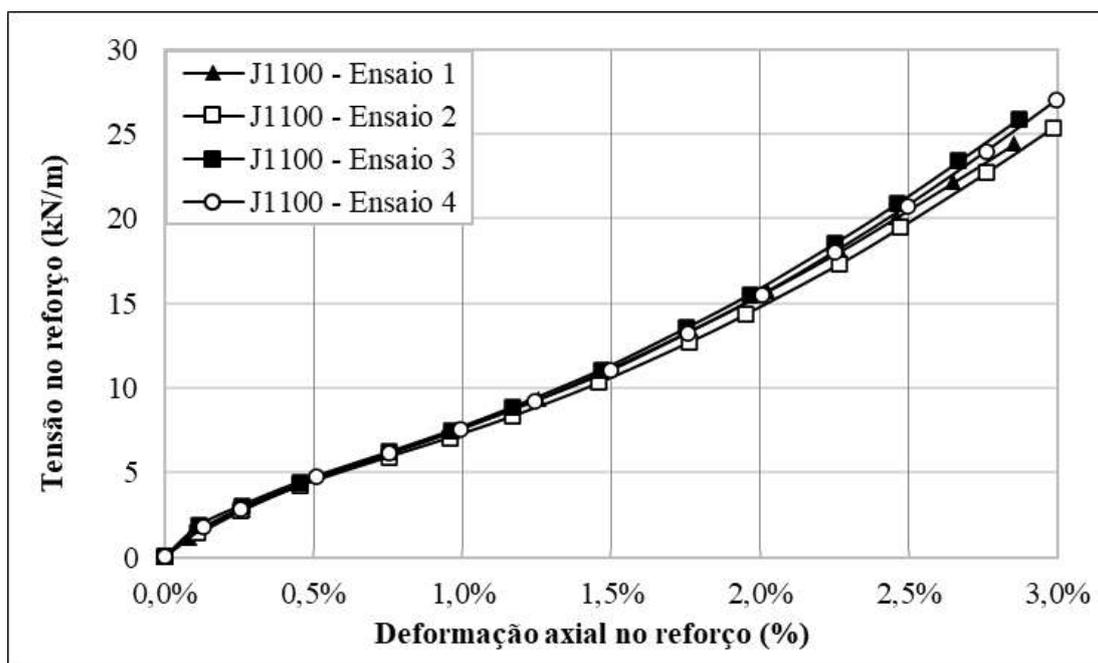


Figura B.1 – Curvas de tensão-deformação obtidas nos ensaios de tração faixa larga, realizados no reforço de rigidez de catálogo de 1.100 kN/m a uma taxa de deformação de 0,42%/min.

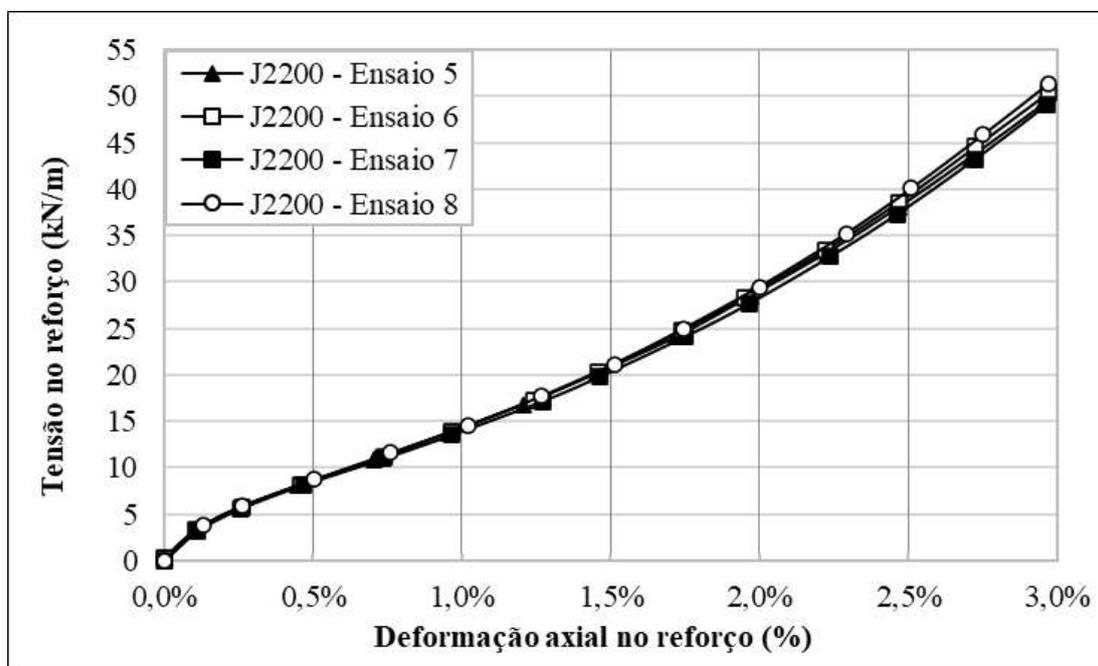


Figura B.2 – Curvas de tensão-deformação obtidas nos ensaios de tração faixa larga, realizados no reforço de rigidez de catálogo de 2.200 kN/m a uma taxa de deformação de 0,42%/min.

ANEXO C – GRÁFICOS ADICIONAIS DOS ENSAIOS ANALISADOS

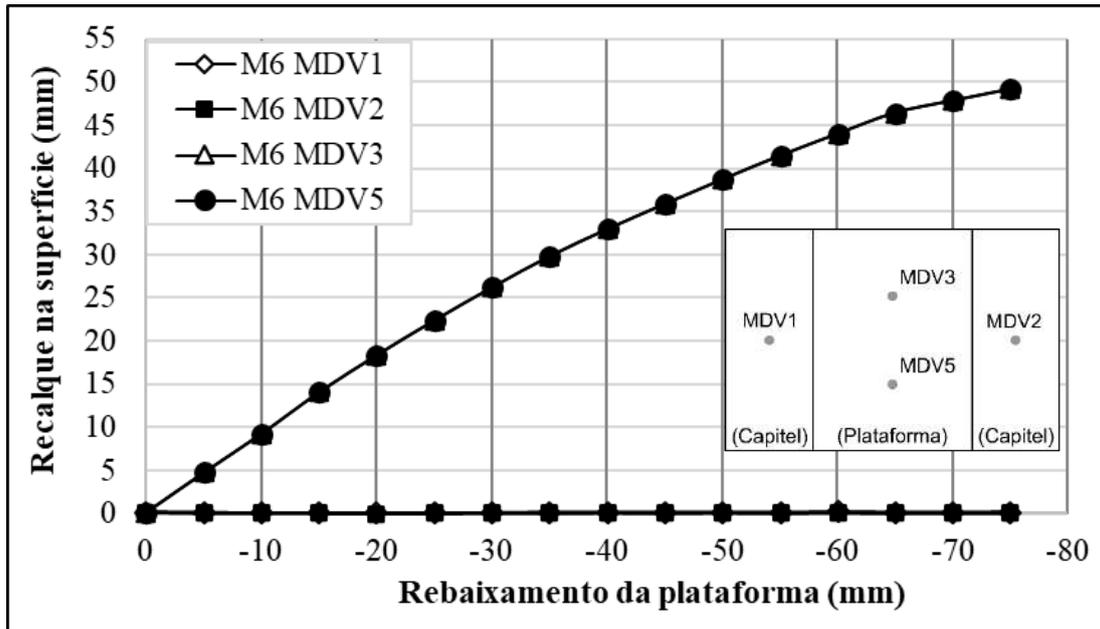


Figura C.1 – Recalque dos MDV's instalados na superfície do Ensaio M6 durante rebaixamento da plataforma.

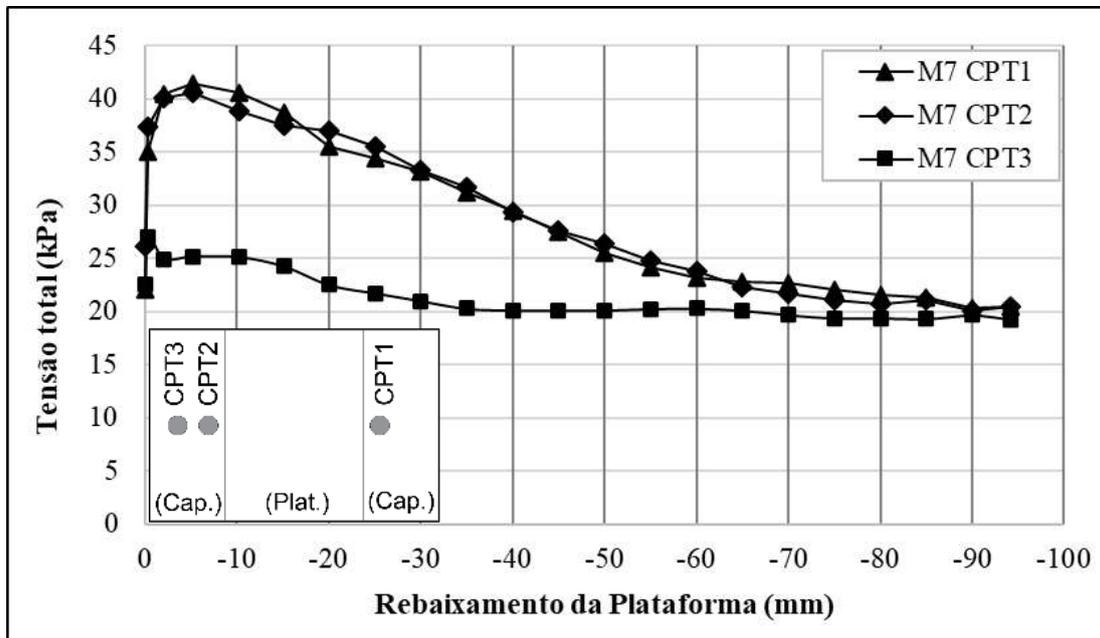


Figura C.2 – Tensão nas CPT's dos capitéis do Ensaio M7 durante rebaixamento da plataforma.

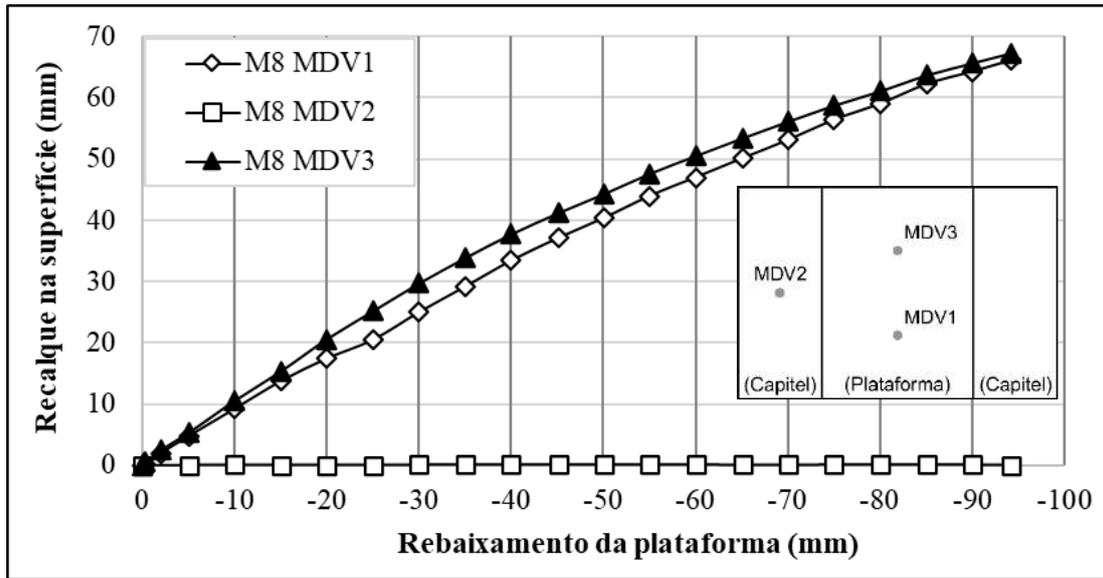


Figura C.3 – Recalque dos MDV's instalados na superfície do Ensaio M8 durante rebaixamento da plataforma.

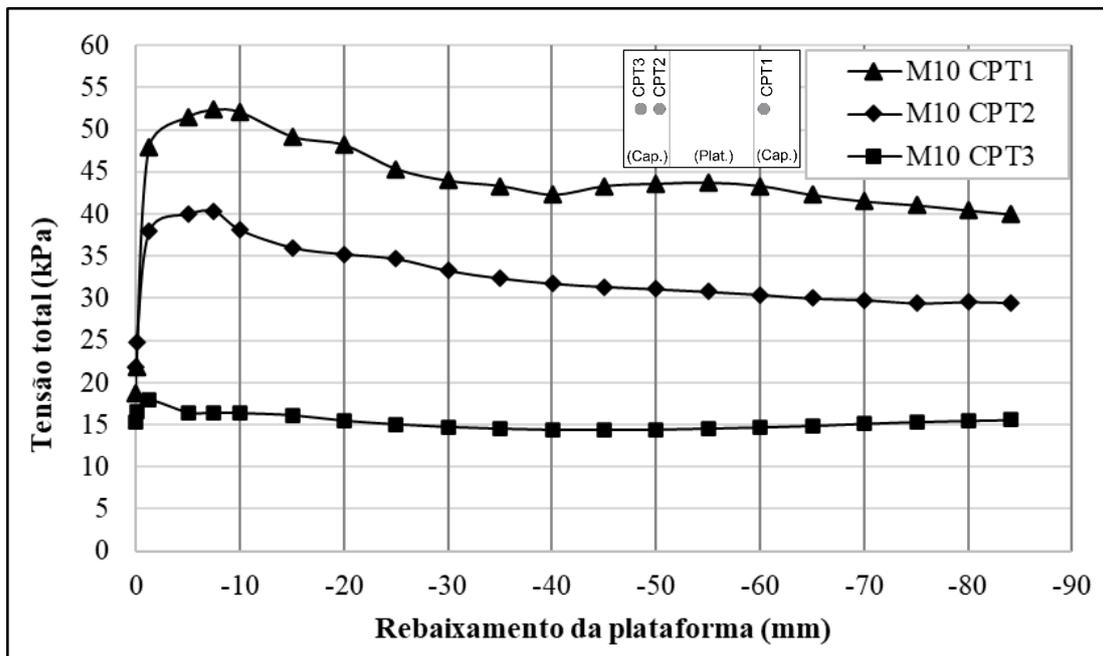


Figura C.4 – Tensão nas CPT's dos capitéis do Ensaio M10 durante rebaixamento da plataforma.

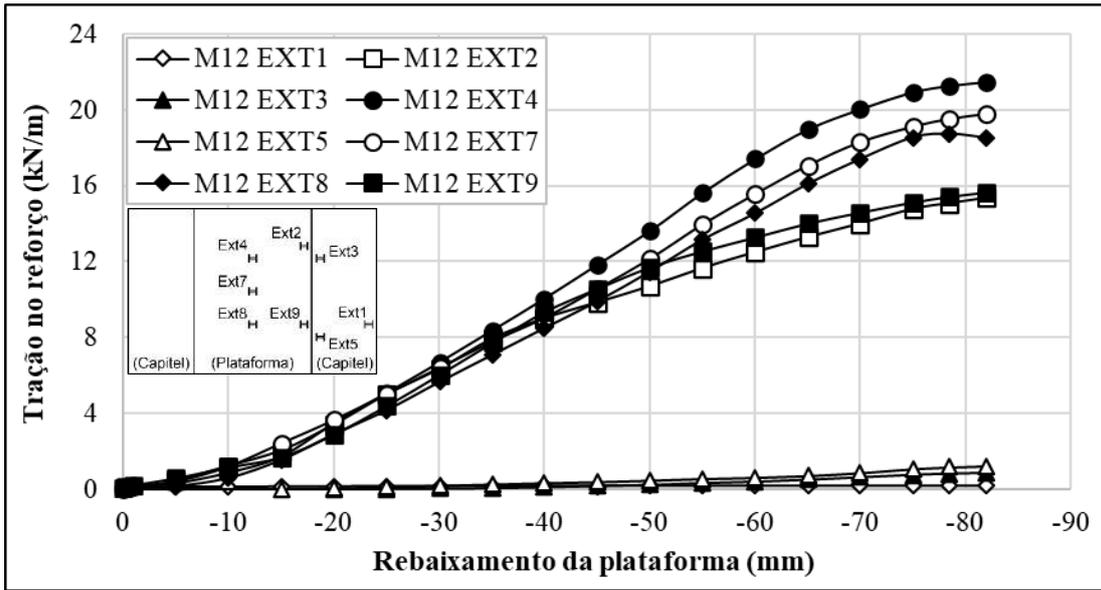


Figura C.5 – Tração obtida a partir dos extensômetros instalados no reforço do Ensaio M12 durante rebaixamento da plataforma.

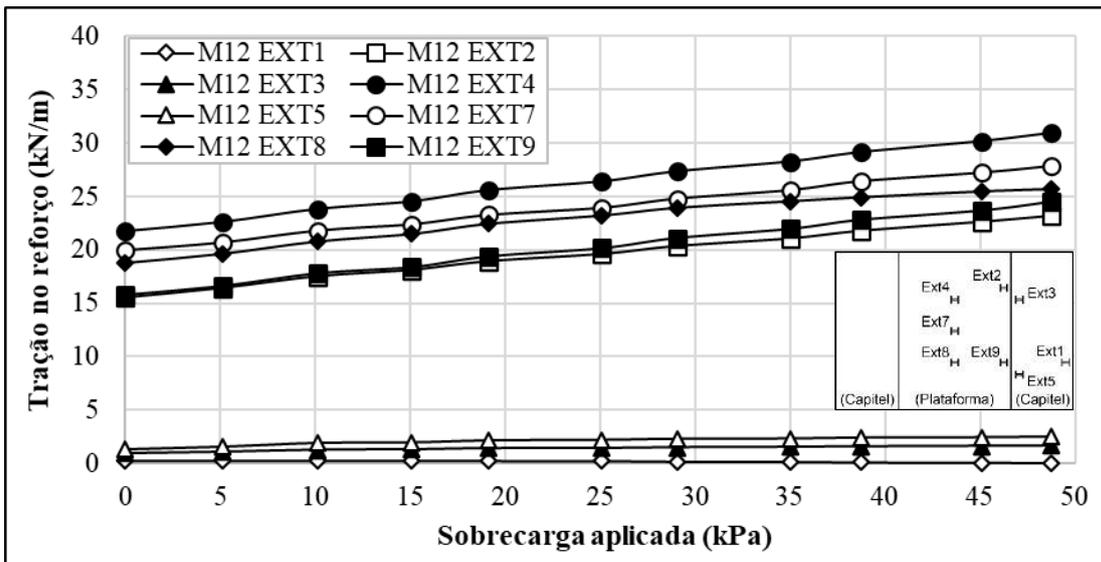


Figura C.6 – Tração obtida a partir dos extensômetros instalados no reforço do Ensaio M12 durante aplicação da sobrecarga.

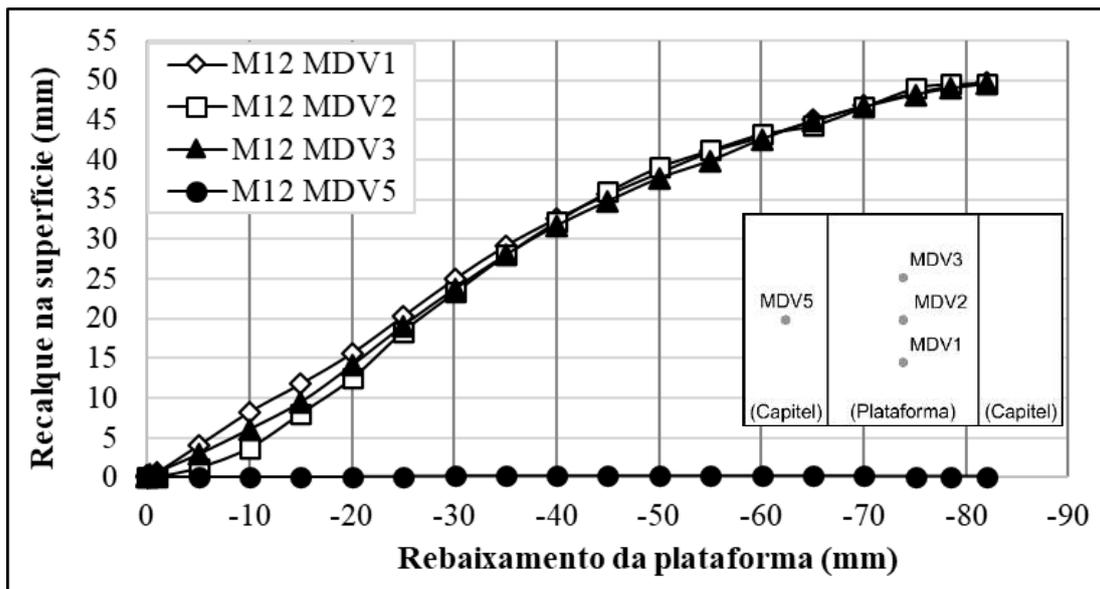


Figura C.7 – Recalque dos MDV's instalados na superfície do Ensaio M12 durante rebaixamento da plataforma.

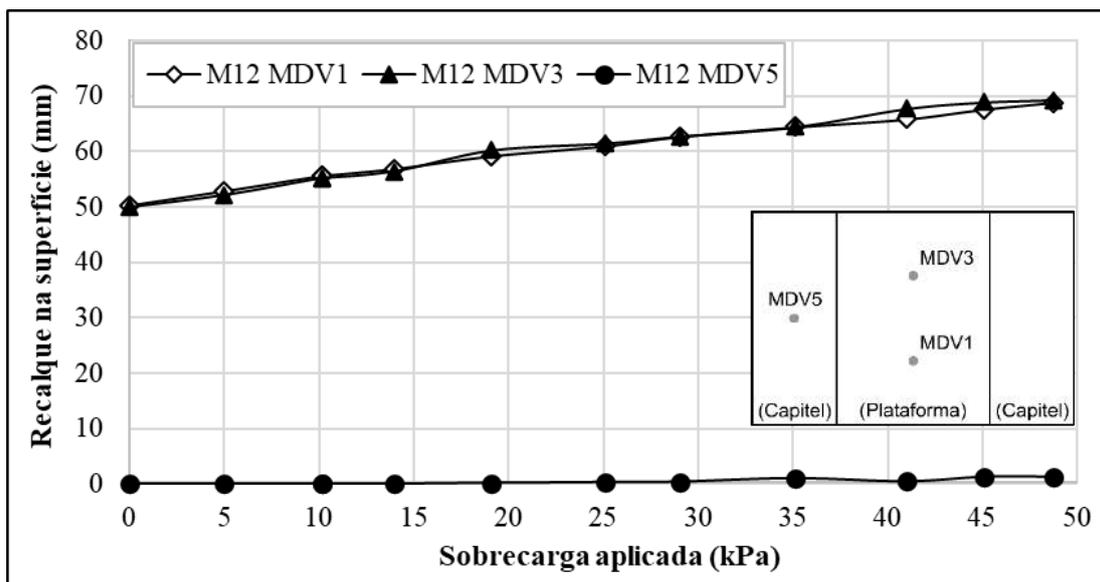


Figura C.8 – Recalque dos MDV's instalados na superfície do Ensaio M12 durante aplicação da sobrecarga.