

GUILHERME DE AVILA MAFIA

**Estudo da distribuição dos reforços em muros portantes de solos reforçados
com geossintéticos**

São Carlos
2020

GUILHERME DE AVILA MAFIA

Estudo da distribuição dos reforços em muros portantes de solos reforçados com geossintéticos

Exame de Defesa apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil

Área de Concentração: Estruturas e Geotecnia

Linha de pesquisa: Estudo e desenvolvimento de sistemas de infraestrutura geotécnica

Orientador:

Prof. Dr. Fernando H. M. Portelina

São Carlos
2020



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

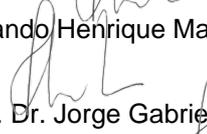
Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Folha de Aprovação

Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Guilherme de Ávila Mafía, realizada em 01/09/2020.

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. Fernando Henrique Martins Portelinha (UFSCar)

p/ 
Prof. Dr. Jorge Gabriel Zornberg (UT)

p/ 
Prof. Dr. Marcos Massao Futai (POLI)

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

O Relatório de Defesa assinado pelos membros da Comissão Julgadora encontra-se arquivado junto ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

AGRADECIMENTO

A Deus! Obrigado por chegar ao fim de mais uma etapa. Que o senhor guie meus passos me dando a direção certa a seguir.

Ao Prof. Fernando Portelina, pela orientação, profissionalismo, competência, e dedicação tão importantes. Obrigado pelo importante apoio e ensinamentos.

A Profa. Natália Correia e ao grupo de pesquisa GEGEOS/ UFSCar por contribuir em diversos momentos a melhorar e contribuir para o desenvolvimento da pesquisa.

Ao Prof. Marcos Massao Futai por nos disponibilizar a licença do software Plaxis, que possibilitou o desenvolvimento desta pesquisa.

A minha Família e Amigos pelo apoio incondicional, e por me incentivarem a alcançar os meus objetivos.

Por fim, a todos aqueles que contribuíram, direta ou indiretamente, para a realização desta dissertação, o meu sincero agradecimento.

RESUMO

MAFIA, Guilherme A. **Estudo da distribuição dos reforços em muros portantes de solos reforçados com geossintéticos**. 2020. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP, 2020.

As estruturas de solos reforçados aplicados aos encontros de pontes possuem a finalidade de suportar não só o maciço terroso, como também as elevadas cargas provenientes da superestrutura de pontes e viadutos. Nomeadas como muros portantes, essas estruturas têm sido aplicadas com espaçamento reduzidos em relação a técnica convencionais de muros em solo reforçados não portantes. Existem ainda diversas questões em torno dessa técnica que merecem avaliações, como exemplo, a disposição dos reforços no maciço terroso. Dentro desse contexto, o presente estudo avaliou o comportamento global da estrutura para diferentes arranjos internos de reforços. Para este fim, foi realizada uma análise paramétrica com uso de modelagem numérica de um muro portante de solos reforçados. A condução da modelagem numérica ocorreu com o software de elementos finitos *Plaxis Version 8.2*®. Nestas condições, foram estudados diferentes métodos de enrijecimento da estrutura, dentre eles: uso de reforços bastante rígidos com espaçamento convencionais de muros reforçados; redução do espaçamento entre reforços; e uso de reforços secundários de comprimento reduzido. Os usos de arranjos internos não uniformes foram também estudados nessa pesquisa, mantendo a rigidez global da estrutura. Os resultados mostraram que o uso de reforços mais rígidos, mantendo o espaçamento entre reforços, promove uma melhor significativa, porém até um certo limite de rigidez. Após esse limite, o aumento da rigidez do reforço pouco altera o comportamento global. Já o uso de espaçamento reduzidos, porém mantendo a rigidez do reforço, mostra melhoria no comportamento tal como a de uso de reforços mais rígidos com grandes espaçamentos, porém com níveis de cargas mobilizadas menores. A avaliação da dos arranjos internos não-uniformes mostraram que alterar a rigidez da estrutura na porção superior é suficiente para trazer melhorias de comportamento. O trabalho mostrou que aumentar a rigidez dos reforços no primeiro terço superior causa efeito tão significativo quanto aumentar ao longo de toda a altura. Já com relação ao espaçamento, a mesma melhoria é alcançada com essa redução até a metade da altura, porém com reforços muito mais flexíveis. O uso de reforços secundários até a metade da altura total causou efeitos semelhantes ao usar espaçamentos reduzidos.

Palavras-chaves: Geossintéticos, Muro portante, Solo reforçado, Modelagem numérica, Rigidez, Espaçamento.

ABSTRACT

MAFIA, Guilherme A. **Study of reinforcement layouts of geosynthetic-reinforced soil bridge abutments**. 2020, 115p. Master's thesis. Postgraduate Program in Civil Engineering. Federal University of São Carlos, São Carlos, SP, 2020.

Geosynthetic-reinforced structures have been applied to compose bridge abutments carrying loads from bridge structures. In this application, reinforced soil structures have been constructed using reduced spacing between geosynthetic reinforcements in comparison to the conventional reinforced soil walls. Therefore, there are many issues when using this technique that must be assessed to provide cost saving and proper performances mainly regarding the reinforcement arrangements inside the reinforced soil mass. The present study evaluates the performance of a load-carrying geosynthetic reinforced soil structure using different arrangements of reinforcements. A numerical simulation using a finite element modeling was conducted with the computational program Plaxis 8.2. Different methods for the stiffening of the GRS structure were adopted including: (1) use of significantly rigid geosynthetics with relatively high vertical spacing between reinforcements; (2) use of reduced spacing between reinforcements but with less rigid reinforcements; (3) use of secondary reinforcements with reduced lengths. In addition, the use of non-uniform configuration of reinforcements were also assessed in the present study. Results show that using rigid geosynthetics with high vertical spacing led to an improvement on the structure performance but limited to a certain value of secant stiffness. Using a remarkably high stiffness geosynthetic not necessarily resulted in very low settlements and deformation. The use of reduced vertical spacing between relatively flexible reinforcements demonstrated a significant improvement in performance similar to that obtained with larger spacing but higher reinforcement stiffness. However, this approach led to lower levels of loads mobilized by reinforcements. Regarding the use non-uniform configurations of reinforcements, the use of high stiffness reinforcements at a third of the structure height (from the top) was sufficient to reduced settlements and lateral deformations to acceptable levels. On the other hand, the reduced vertical spacing must be applied to the half of the height. However, use significantly lower stiffness of geosynthetic reinforcement, leading to a considerable cost savings. The use of secondary reinforcements replacing the reduced vertical spacing technique (half of wall height) demonstrated to be similar efficient to improve the structure performance.

Keywords: Geosynthetic, load-carrying, MSE wall; Geosynthetic reinforced soil; Finite element analysis, Spacing.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO GERAL	9
CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
2.1. Muros portantes de solo reforçado aplicado a encontro de pontes	12
2.2. Material de aterro aplicado às estruturas de solo reforçado.....	16
2.3. Tipos de reforços aplicados às estruturas portantes	18
2.4. Geometria interna de estruturas portantes.....	19
2.5. Modelagem numérica de muros portantes de solo reforçado	24
CAPÍTULO 3 - MODELAGEM E VALIDAÇÃO DO MURO DE SOLO REFORÇADO..	29
CAPÍTULO 4 - ESTUDO PARAMÉTRICO DA NÃO UNIFORMIDADE DOS REFORÇOS EM MURO PORTANTES.....	39
4.1. Efeito da rigidez à tração dos reforços ($U.J$)	40
4.2. Efeito do espaçamento entre reforços (S_v)	52
4.3. Efeito da combinação da rigidez dos reforços e do espaçamento.....	60
4.4. Efeito do enrijecimento da parte superior do muro devido à diminuição do espaçamento (S_v)	66
4.5. Efeito do enrijecimento da parte superior do muro devido ao aumento da rigidez dos reforços	78
4.6. Efeito do reforço secundário	85
CAPÍTULO 5 - COMPARAÇÃO DOS DIFERENTES MÉTODOS DE ENRIJECIMENTO	93
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES.....	98
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	100

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO GERAL

1.1. Introdução

A técnica de solo reforçado com geossintéticos está sendo cada vez mais utilizada para compor sistemas de contenções e reconstituição de taludes, o que é fruto da experiência adquirida ao longo do tempo de adequado comportamento e custo relativamente baixo em relação às técnicas convencionais. Dentre as vantagens do método, destacam-se a sua versatilidade de projeto e a rápida implementação, além de não demandar equipamentos e mão de obra especializada. Estudos recentes buscam compreender o comportamento de muro de solo reforçado em condições adversas, incluindo diferentes esforços (estático, dinâmico e sismo) e aplicações (estruturas de contenção e estruturas portantes) (TATSUOKA *et al.*, 1997; SKINNER E ROWE, 2005; LING *et al.*, 2009; LIU; WANG; SONG, 2009; ZHENG E FOX, 2007).

Uma das aplicações que vem ganhando maior popularidade no âmbito internacional é a técnica de muros reforçados com geossintéticos aplicados para suportar tensões de viadutos e pontes, também chamados de “*piers*”. Nesse contexto, a estrutura de solo reforçado recebe diretamente, por meio de uma sapata corrida, as cargas provenientes da superestrutura e do tráfego, que serão transferidas por meio dessa estrutura ao solo de fundação, dispensando o uso de fundações profundas. No exterior, essa técnica é referida como “*Load-carrying GMSE bridge abutment*”, o que se traduz como “Encontro de ponte de solo reforçado com geossintéticos portantes”. No Brasil, esse tipo de estrutura é referido como “Muros portantes de solo reforçado” ou “Muro portante” (BRUGGER E ESTEVÃO, 2004). Expondo um bom desempenho e economia em relação às alternativas convencionais integradas às fundações profundas, tais como muros de flexão associados a tubulões e estacas, os muros portantes em solo reforçado têm adquirido notoriedade em contribuições científicas (KETCHART E WU, 1997; ABU-HEJLEH *et al.*, 2000; TATSUOKA *et al.*, 2009). Além disso, vêm sendo relatados benefícios proporcionados pela utilização de estrutura de solo reforçado, resultando em menores recalques diferenciais entre a ponte e a via de tráfego, fruto da compatibilidade de deformações entre o aterro reforçado e a superestrutura das obras de arte (HELWANY *et al.*, 2003; AMBAUEN *et al.*, 2015), resultando, assim, em uma pista de rolagem mais segura e confortável para os usuários.

A aplicação em encontro de pontes diferencia-se das demais aplicações de solo reforçado (tais como muros de contenção e taludes), uma vez que há cargas concentradas,

horizontais e verticais provenientes das superestruturas e do tráfego, aplicadas sob a própria estrutura e próxima à sua face. Essa configuração de maior instabilidade altera o comportamento e demanda configurações de projetos mais robustos. A proximidade da sapata à face, apesar de ocasionar instabilidade, também pode ser traduzida em redução de gastos com a superestrutura das obras de arte. Conforme aproxima-se a sapata à face, menor é a superestrutura das pontes e, conseqüentemente, o custo da obra. Porém, como já mencionado, ao aproximar a sapata à face, a capacidade de carga e a estabilidade do encontro em solo reforçado são afetadas (LESHCHINSKY, 2014; XIE E LESHCHINSKY, 2015). Para contrapor tais implicações, uma das opções mais eficientes é a redução do espaçamento vertical entre os reforços. Estudos demonstram um notável aumento da rigidez e da capacidade de carga ao associarem-se ao projeto altas densidades de reforço, ou seja, adotar espaçamentos verticais menores entre os reforços em relação aos usados em muros de contenção convencionais em solo reforçado com geossintéticos (ADAMS, 1997; ADAMS *et al.*, 2002, ADAMS, KETCHART E Wu, 2007; WU E PHAM, 2011, 2013; ADAMS E NICKS, 2014). Outra medida possível é a escolha por geossintéticos com maior resistência à tração e à rigidez, o que também se mostrou em diversos estudos como uma solução satisfatória (WU *et al.*, 2011; YETIMOGLU *et al.*, 1994; LESHCHINSKY, 2014).

Usualmente, a aplicação de maiores densidades de reforços se dá ao longo de toda altura da estrutura e conseqüentemente, a quantidade de reforços gastos é intensificada, gerando maiores gastos. A escolha por reforços mais rígidos, sendo estes de maior custo, também afeta significativamente o custo total da obra, porém, essa solução possui menores tempos de execução devido às camadas entre reforços serem mais espessas. Em decorrência disso, diversos projetistas vêm preferindo a escolha por espaçamentos maiores. De modo regular, a rigidez e o espaçamento dos reforços são considerados com o mesmo efeito na rigidez global do muro, no entanto, pesquisas recentes evidenciam um ganho de rigidez e de capacidade de carga ao se adotar menores espaçamentos, o que pode indicar uma vantagem ao diminuir o espaçamento em relação ao aumento da rigidez (Wu 2001; Adams *et al.* 2002; Wu *et al.* 2011; WU e PHAM, 2013).

Soluções alternativas estão sendo recentemente propostas e investigadas, dentre essas, a alteração da disposição interna dos reforços no maciço. Um exemplo foi explorado por Xie e Leshchinsky (2015, 2018). A proposta dos autores é constituída da adoção de uma seção, na parte superior do muro, de maior densidade de reforços (menor espaçamento entre reforços). Uma alternativa é a adoção de reforços secundários, também conhecidos como *bearing bed*

reinforcement. Mais detalhes dessa solução podem ser encontrados em Adams *et al.* (2011) e Nicks *et al.* (2013).

O presente trabalho conduziu uma análise paramétrica, através de métodos numéricos de elementos finitos, para a avaliação dos efeitos de diferentes disposições de reforços no maciço reforçado, aplicado a encontro de pontes, considerando o ELS a longo prazo. De forma concomitante, a pesquisa averiguou os arranjos propostos no entendimento do mecanismo de reforço envolvendo esse tipo de técnica. O estudo foi realizado através de um modelo numérico desenvolvido com auxílio do *software Plaxis Version 8.2*®, sendo validado através do ensaio em escala real de um muro de solo reforçado com geossintéticos e ensaios laboratoriais. A modelagem pelo método dos elementos finitos (MEF), juntamente aos métodos de projeto presentes na literatura, colaborou na compreensão do comportamento do muro portante de solo reforçado, considerando o mecanismo de solo reforçado aplicado a encontro de pontes e a concepção de projetos mais econômicos.

1.2. **Objetivos**

O objetivo geral deste trabalho busca a otimização de reforços em estruturas portantes em solo reforçado aplicadas em encontro de pontes. O estudo baseia-se na comparação de diferentes propostas da geometria interna não uniforme dos reforços, considerando os critérios de serviço, utilizando-se análises paramétricas realizadas pelo método dos elementos finitos. Os objetivos específicos, descritos a seguir, foram estabelecidos de modo a salientar as principais metas deste estudo, além de segmentar e organizar de forma clara o trabalho:

1. Modelar, pelo método dos elementos finitos, e validar uma estrutura de solo reforçado real instrumentada que possa representar numericamente o comportamento de estruturas portantes de solos reforçados.
2. Avaliar, por meio de análises paramétricas, os efeitos da rigidez do reforço, espaçamentos entre reforços e a não uniformidade da rigidez local, por meio de seções mais rígidas.
3. Avaliar as estruturas com rigidez local não uniformes.
4. Verificar se os empuxos e cargas mobilizadas nos reforços de pequenos espaçamentos são consistentes com as metodologias tradicionalmente usadas em muros de solo reforçado.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Muros portantes de solo reforçado aplicado a encontro de pontes

Muros portantes de solos reforçados associados a encontros de pontes e viadutos vêm ganhando notoriedade em obras de infraestrutura viária. Diante de soluções convencionais como tubulões e estacas, as estruturas portantes de solos reforçados podem apresentar melhor custo benefício, além de maior facilidade e velocidade de execução (HOLTZ *et al.* 1997; BATHURST *et al.* 1997; HELWANY *et al.*, 2007). Em decorrência da grande flexibilidade do método, as estruturas de solos reforçados permitem adequação do projeto a cada necessidade.

Tendo em vista a variabilidade de projetos e os recentes avanços na área, as estruturas de solos reforçados podem receber diferentes nomenclaturas. De acordo com Zomberg *et al.* (2018), as classificações das estruturas podem se diferenciar de acordo com o espaçamento, tipo de carregamento aplicado sob a estrutura e condições de contorno. Neste estudo é utilizado, com a conotação ampla, o termo “muro portante de solo reforçado” (ou estrutura portante de solo reforçado), o que se equivale ao termo “*Load-carrying GMSE bridge abutment*”. Empregado anteriormente por Brugger e Estevão (2004), o termo “muro portante de solo reforçado” foi utilizado ao se referir a uma estrutura de solo reforçado submetida não somente às cargas da autoestrada, mas também às cargas provenientes das superestruturas das pontes e viadutos e, conseqüentemente, atuando como meio de transferência da carga proveniente das superestruturas para a fundação, de modo a não haver restrições do emprego do termo em relação ao espaçamento entre reforços e/ou demais condições de contorno.

Os muros de solo reforçado possuem comportamento complexo intrínseco às interações dos diferentes elementos estruturais, de modo a garantir a segurança e bom desempenho dos muros portantes aplicados a encontro de pontes. A AASHTO (2014) estabelece, condensados em três estados distintos, os limites estruturais e geotécnicos, sendo estes: estado limite de serviço (ELS), estado limite último (ELU) e estado limite último excepcional. O estado limite de serviço é composto pela limitação de tensões, deformações e danos para as condições de operação. Já o estado limite último é composto pela capacidade da carga e estabilidade da estrutura para as cargas e condições aplicadas frequentemente ou continuamente durante a vida útil da estrutura. Por fim, o estado limite último excepcional é constituído da capacidade de

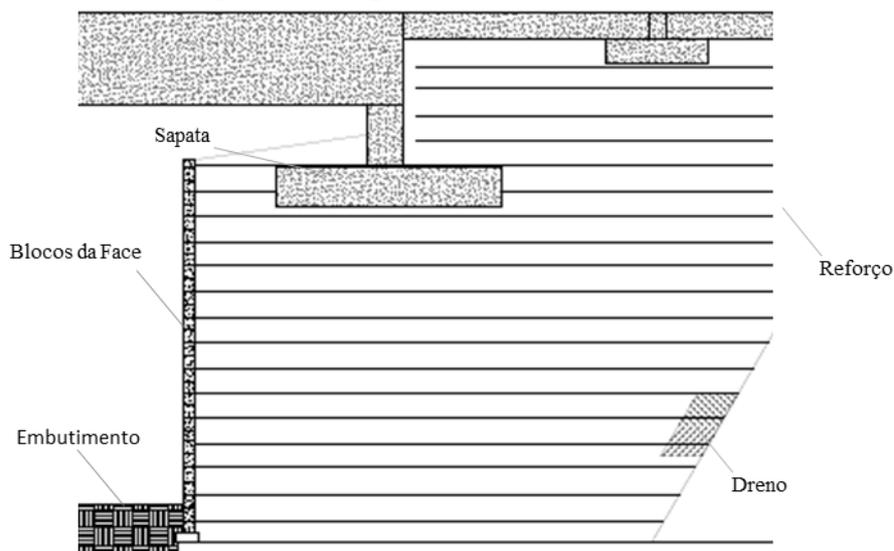
carga e estabilidade para cargas e condições aplicadas em eventos com período de retorno maior que a vida útil da obra. Como exemplo, o desempenho, considerando o ELS da estrutura de solo reforçado, está relacionado diretamente à magnitude dos deslocamentos da face, da deformação do reforço e do recalque da sapata (XIAO *et al.*, 2016). Ainda de acordo com a norma, AASTHO (2014), os critérios de serviço são fundamentados nos mesmos parâmetros empregados às fundações de pontes, compreendendo assim as deformações toleráveis do encontro de ponte, autoestrada, laje de aproximação e, evidentemente, os elementos da estrutura de solo reforçado.

Atualmente, vários estudos vêm sendo realizados para avaliação do comportamento dos muros portantes para diferentes possibilidades de projetos e técnicas construtivas, de modo a ponderar as respectivas vantagens e desvantagens (HELWANY *et al.*, 1999; LEE E WU, 2004; HELWANY *et al.*, 2007; GULER *et al.*, 2007; LING *et al.*, 2009; ADAMS E NICKS, 2014; MIRMORADI E EHRLICH, 2017; ZHENG *et al.*, 2018b; WANG *et al.* 2020). Muitos destes estudos utilizaram análises paramétricas baseadas em modelos físicos e numéricos, com o intuito de estudar os efeitos dos elementos constituintes, configurações geométricas, dentre outras variáveis de influência. Em meio aos parâmetros que mais influenciam no comportamento dos muros de solo reforçado com geossintéticos destacam-se a configuração dos reforços (espaçamento associado à rigidez) e, principalmente, as características do solo de aterro. Além disso, há distintas estruturas que apresentam bom desempenho com uma grande variabilidade dos mesmos, como os exemplos a seguir.

Abu-Hejleh e Zornberg (2000) relatam o projeto, execução e monitoramento de uma ponte executada no Colorado (EUA), cujas estruturas de solo reforçado foram projetadas para suportar as cargas provenientes da superestrutura das pontes e das cargas do tráfego da via de acesso. A seção transversal da estrutura está ilustrada na **Figura 1**. As faces dos muros, compostas de blocos segmentais, variou de altura entre 4,5 m e 5,9 m. A carga da superestrutura foi aplicada por meio de uma sapata corrida com largura de 3,81m, afastada a 1,35m da face. Estima-se que a tensão aplicada pela sapata, devido às cargas provenientes da superestrutura da ponte, seja de 115 kPa, e que a carga total incluindo o tráfego seja de 150 kPa. As estruturas foram alocadas em fundação de leito natural rochoso, havendo um embutimento mínimo de 0,45 m. O solo utilizado no aterro corresponde a um pedregulho, classificado pela *Unified Soil Classification System* (USCS) como SW-SM. Os respectivos parâmetros de coesão e ângulo de atrito, obtidos pelo triaxial convencional, são 39,5° e 69,8 kPa. Foram utilizados três tipos de reforços: uma geogrelha uniaxial com uma resistência à

tração de 157,3 kN/m, usada para reforçar o material de aterro sob a sapata; uma geogrelha uniaxial com uma resistência à tração de 64,2 kN/m e uma geogrelha uniaxial com uma resistência à tração de 39,3 kN/m, sendo os últimos dois tipos de reforços adotados entre a cota de assentamento da sapata e a via de acesso. Os espaçamentos utilizados entre os reforços abaixo da sapata foram de 0,40 m. As geogrelhas sofreram deformações muito baixas, da ordem de 0,1%.

Figura 1- Seção do Muro Abu-Hejleh e Zornberg (2000)

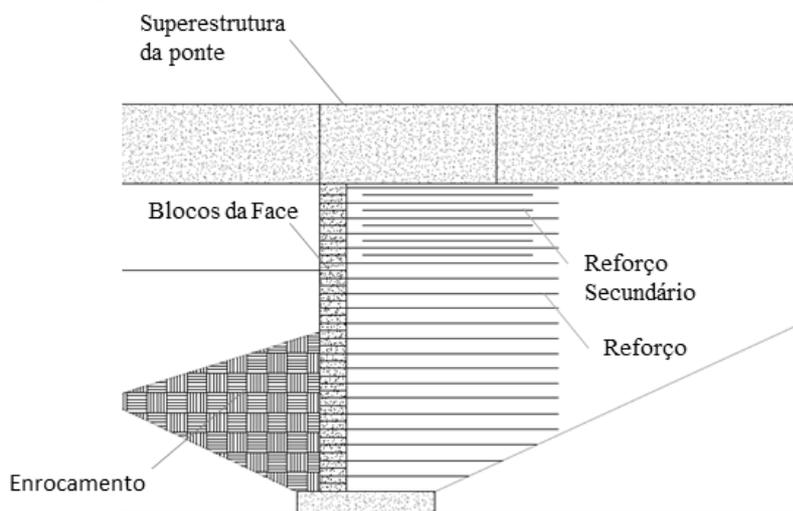


Fonte: Modificado de Abu-Hejleh e Zornberg (2000)

Diferentemente da solução descrita por Abu-Hejleh e Zornberg (2000), Saghebfar *et al.* (2017) relatam o monitoramento do comportamento de uma estrutura portante sem a sapata rasa, entre a superestrutura da ponte e o aterro reforçado. No exterior, essa técnica é referida de forma mais específica como “*integral GMSE bridge abutments*”. A seção transversal da estrutura está ilustrada na **Figura 2**. O projeto consiste no apoio direto da superestrutura da ponte no maciço reforçado, dispensando o uso de uma sapata entre a estrutura de solo reforçado e a superestrutura da ponte. Como consequência, a solução dispensa a necessidade de juntas de dilatação entre a superestrutura da ponte e a via de acesso e torna desnecessário aparelhos de apoio (elastômetro), sendo este fato a sua principal vantagem em relação às estruturas em que se aplica a sapata. O agregado utilizado como material de aterro foi pedregulho de graduação aberta e tamanho máximo de 19 mm. Os respectivos parâmetros de coesão e ângulo de atrito, obtidos pelo triaxial convencional, são 51° e 0 kPa. O muro, de seção de 3,8 m de altura, foi dividido em camadas de 0,20 m, intercaladas por reforços com geotêxtil tecido de polipropileno com uma resistência à tração final de 80 kN/m e rigidez à tração a 2% de

deformação de 17 kN/m. Além dos reforços primários mencionados, a estrutura também possui cinco inserções e reforços secundários sob a superestrutura. A tensão máxima aplicada pela superestrutura da ponte foi de 160 kPa, e ocorreu já com tráfego. As deformações máximas nos reforços foram inferiores a 1%, evidenciando o bom desempenho da estrutura.

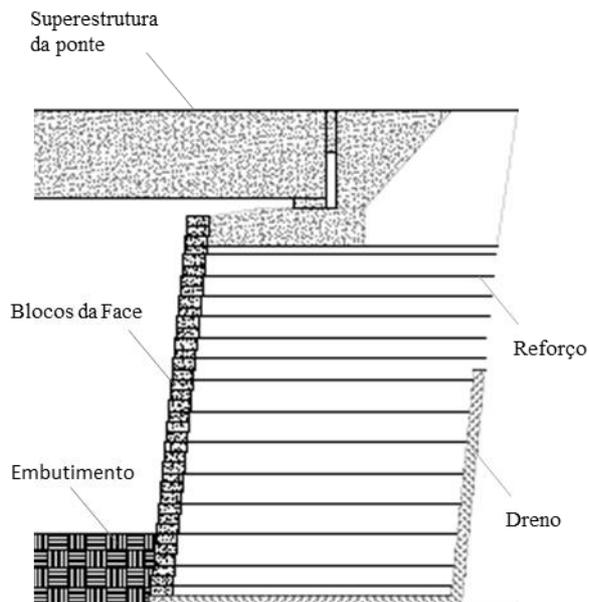
Figura 2- Seção do Muro Saghebfar *et al.* (2017)



Fonte: Modificado de Saghebfar *et al.* (2017)

No Brasil, Da Silva *et al.* (2012) e Brugger *et al.* (2012) analisaram um muro portante de solo reforçado, que possui duas peculiaridades. Primeiramente, o material de aterro é um solo argiloso vermelho, o que não é previsto pelas normas internacionais. Em segundo, temos a configuração interna do maciço reforçado, distinta por variar o espaçamento entre reforços e a rigidez dos reforços. A seção transversal da estrutura está ilustrada na Figura 3. O muro de face de blocos segmentais possui 6,2 m de altura livre e, adicionalmente, um embutimento de 1,5 m. O muro foi separado em duas seções distintas: na parte superior do muro, sob a sapata, foram utilizadas 7 camadas de reforços com geogrelha de filamentos de PVA de 110 kN/m de resistência nominal, e espaçadas por 0,40 m; a parte inferior do muro foi reforçada com 8 camadas de geogrelha PVA de 200 kN/m de resistência nominal, espaçadas por 0,60 m. A aplicação da carga proveniente da superestrutura foi aplicada por uma sapata de 2,0 m de largura e distância de 1,0 m da face. A tensão aplicada pela sapata foi de 113 kPa, considerando apenas a superestrutura da ponte, e 123 kPa, considerando o tráfego. Observa-se ainda um comportamento adequado na utilização do reforço do muro, uma vez que as deformações mobilizadas nos reforços foram inferiores a 1,0%.

Figura 3- Seção do Muro Da Silva *et al.* (2012)



Fonte: Modificado de Da Silva *et al.* (2012)

É de grande importância, em vista do apresentado, a avaliação dos efeitos dos distintos elementos estruturais no comportamento e desempenho da estrutura. Nas seções subsequentes são apresentadas uma revisão dos principais elementos, tendo como objetivo uma melhor compreensão estrutural dos muros portantes de solos reforçados.

2.2. Material de aterro aplicado às estruturas de solo reforçado

O material de aterro é um importante variável para os projetos de muros portantes de solos reforçados. É usual encontrar nas normatizações para estruturas de solos reforçados restrições ao seu tipo (BS 8006, 1995, NCMA, 1998; FHWA, 1998; AASHTO, 2002, 2001; FHWA, 2009, 2016). Tais restrições visam facilitar a execução e minimizar as deformações. Usualmente, há restrições ao uso de solos finos, que podem acarretar o aumento significativo do custo da obra e a inviabilização da técnica em regiões onde o acesso ao solo granular é restrito. Nos últimos anos, no entanto, autores relatam estruturas de contenção de solos reforçados compostas por solos finos com comportamento adequado (PORTELINHA *et al.* 2014; PORTELINHA *et al.* 2017; BENJAMIN *et al.* 2007), o que sinaliza a possibilidade do uso desse solo com os devidos cuidados, considerando a drenagem e a compactação do material de aterro. O bom desempenho, assim como os custos, possui grande sensibilidade em relação ao solo empregado e, conseqüentemente, as escolhas do material de aterro devem ser criteriosas.

Baseando-se em casos históricos, Lee e Wu (2004) explicitam a sensibilidade do desempenho das estruturas em relação ao material de aterro. O estudo foi constituído pelo levantamento de dez exemplares, compostos por seis experimentos laboratoriais e quatro estruturas em escala real ainda em operação. Foram observadas deformações acentuadas nas estruturas compostas pelos solos não convencionais (geralmente finos), como as estruturas compostas por uma areia siltosa pedregulhosa ($c=20\text{kPa}$, $\phi=21^\circ$) e por areia fina ($\phi = 32^\circ$). As deformações máximas observadas nos reforços variaram entre 0,1% a 1,6%, sendo o maior valor proveniente da estrutura composta pela areia fina.

Benjamim (2007) apresentou um levantamento histórico de trinta muros de contenção em diferentes localidades do mundo e as estruturas foram classificadas pelo tipo de reforço e material de aterro. As estruturas compreenderam solos de diferentes granulometrias, desde argila siltosa a areias com pedregulhos, porém, ressalta-se que o mesmo nível de deformação foi observado independentemente do tipo de solo. Outro levantamento de casos é apresentado por Koerner e Koerner (2018). Os trabalhos dos autores compilam informações sobre a ruptura de 320 muros de solos reforçados. Destes, 99 casos apresentaram deformações excessivas e 221 casos chegaram ao colapso. O autor identifica que a primeira causa de ruptura está no projeto inadequado e/ou na execução da estrutura, sendo a inadequação de projeto mais comum: o uso de solo fino na zona de solo reforçado sem apropriado projeto de drenagem, além da associação de mecanismos de drenagem e outros aparatos projetados de modo inadequado, na zona reforçada.

Na literatura também são encontrados estudos paramétricos das diferentes propriedades do solo aplicados a estruturas portantes. Os parâmetros analisados compreendem ângulo de atrito, coesão, dilatância e rigidez. Hatami e Bathurst (2005b) estudaram as implicações da coesão em estruturas de solo reforçado com geossintéticos, onde o efeito da coesão nas deformações em muro de solo reforçado (não portante) foi avaliado em condições operacionais. Por meio de modelagem numérica, pelo método dos elementos finitos, o autor simulou um muro de solo reforçado baseado em um modelo em escala real executado em laboratório. Variou-se a coesão do solo de 1 para 10 kPa, que resultou em uma estrutura com maior rigidez global e, conseqüentemente, em menores deslocamentos da face. Notaram-se também variações nos formatos em que as faces se deformaram. Para solos com coesão igual a 1 kPa, o formato apresentado se assimilou a uma parábola, e para solos com coesão de 10 kPa, a deformação da face obteve mais linearidade. Zheng *et al.* (2018a) estudaram, também pelos métodos dos elementos finitos, a influência da coesão em estruturas portantes de solos

reforçados. O modelo baseou-se no ensaio mini-pier, e foram considerados os seguintes valores de coesões: 0 kPa, 5 kPa, 10 kPa e 15 kPa. A magnitude da carga aplicada também foi variada, sendo utilizados 200 kPa e 400 kPa. Assim como Hatami e Bathurst (2005b), os autores ressaltaram a influência da coesão no formato que deformou as faces, e é possível notar também uma melhora nas deformações verticais do muro portante na medida em que se incrementou a coesão. Para a sobrecarga de 400 kPa, houve melhorias, nas deformações verticais, mais acentuadas ao incrementar-se a coesão, em relação aos ensaios com sobrecarga de 200 kPa. Acrescenta-se também que essa melhora se tornou menos acentuada conforme os valores de coesão se tornavam maiores.

Os autores Zheng *et al.* (2018a) também verificaram a influência do ângulo de atrito e dilatância no desempenho dos *mini-piers*. O ângulo de atrito variou entre a faixa 38° a 50°. Verificou-se um aumento do recalque para o aumento da sobrecarga aplicada e uma redução significativa para ângulos de atrito maiores. As deformações da face também foram influenciadas significativamente pelo ângulo de atrito interno do solo, diminuindo de 41 mm para 31 mm. Portanto, de acordo com o autor, conclui-se que altos ângulos de atrito são significativos na rigidez da estrutura, no que diz respeito a uma grande faixa de tensões efetivas (200 kPa a 400 kPa). Considerando a variação da dilatância, a variação de 6° para 24°, não alterou significativamente a deformação lateral, enquanto a deformação vertical reduziu de 40 mm para 32 mm. Com base em modelos numéricos de muros portantes de solo reforçado, Wu *et al.* (2006) realizaram um estudo paramétrico variando-se o tipo de solo e o espaçamento entre reforços. O ângulo de atrito foi variado de 34° a 40°. As deformações da face, assim como o recalque da sapata, mostraram-se suscetíveis ao ângulo de atrito. Ambos os trabalhos mencionados observaram uma grande sensibilidade do desempenho da estrutura ao ângulo de atrito, mesmo para pequenas variações do parâmetro. O trabalho de Zheng *et al.* (2018a) também variou a dilatância (ψ_p) para o intervalo de 6° a 24°. Em geral, a máxima deformação não foi significativamente afetada pela dilatação. Por outro lado, a compressão vertical diminuiu com o aumento de ψ_p , especialmente para altas tensões aplicadas.

2.3. Tipos de reforços aplicados às estruturas portantes

As propriedades dos geossintéticos, como tipo, resistência, e polímero, também são questões centrais para entendimento da estabilidade interna do maciço reforçado. A escolha pelo reforço de geossintético deve considerar questões como o tipo de solo empregado, o tempo

de aplicação da carga, os níveis de deformação, temperatura e resistência a intemperismos químicos e biológicos (WALTERS et. al., 2002; ALEXIEW *et al.* 2000).

Considerando o tipo de reforço, de acordo com ZORNBERG et. al. (2018), a predileção pelo tipo de geossintético empregado, geogrelha ou geotextil, pode variar consideravelmente com a região. Em suas contribuições, os autores relatam uma aplicação maior de geotextil nas estruturas da América do Norte, em torno de 86%. Enquanto nas demais regiões, a aplicação de geotêxtil não ultrapassa de 5% das estruturas.

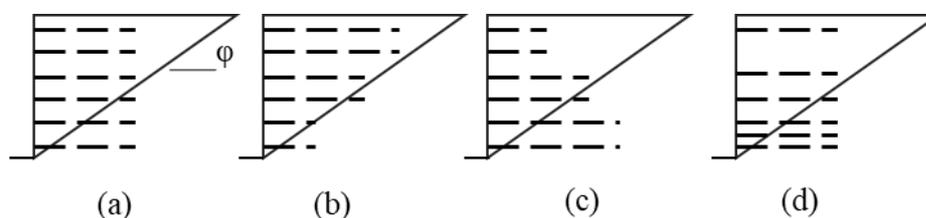
Liu e Won (2009) e Liu *et al.* (2009) observaram, em modelos numéricos de muros de contenção, a redistribuição das tensões no solo e no reforço em função da fluência dos materiais que, por sua vez, são os fatores que regem o desempenho global dos muros portantes de solo reforçado durante a sua vida útil. Convencionalmente, se a fluência do solo for menor que a fluência do reforço, os esforços no reforço irão diminuir devido à redistribuição das tensões, porém, a tensão no solo aumentará significativamente. Logo, o solo deverá possuir uma resistência ao longo do tempo compensatória ao decréscimo das tensões do reforço. Liu *et al.* (2009), mesmo usando aterros granulares com pequenas taxas de fluência, observaram deslocamentos horizontais do muro de solo reforçado que pode continuar a se deformar devido às propriedades dependentes do tempo de alguns reforços geossintéticos, tais como geogrelhas de polietileno de alta densidade (HDPE) e polipropileno (PP) (ALLEN E BATHURST, 2002; LIU E LING, 2007; LIU E WON, 2009). Outros tipos de reforços, por exemplo, as geogrelhas de poliéster (PET) e de álcool de polivinila (PVA) (KALIAKIN *et al.*, 2000; KONGKITKUL *et al.*, 2010) possuem baixo fator de fluência, no entanto, as conclusões supracitadas sobre os mecanismos de deformação durante a vida útil da estrutura ainda são válidas. Liu *et al.* (2009) alertam sobre o fato de que a fluência do solo em projetos de estruturas portantes de solos reforçados talvez não seja adequada, apesar de ser a prática atual.

2.4. Geometria interna de estruturas portantes

Entende-se como geometria interna a disposição dos reforços ao longo da altura da estrutura. São diversos os arranjos possíveis, podendo variar comprimento, espaçamento entre reforços, a aplicação de reforços secundários ou a escolha por arranjos de espaçamentos e comprimentos não uniformes, ou seja, a repartição de seções com diferentes níveis de rigidez. Atualmente, não existem muitos trabalhos dedicados ao tema, principalmente no que se refere a muros portantes, o que reforça a sua necessidade de estudo.

Ho e Rowe (1996) avaliaram o efeito de diferentes parâmetros geométricos no comportamento de estruturas de solos reforçados convencionais (não portantes) como comprimento do reforço, números de camadas, distribuição dos reforços e a altura total. As análises numéricas foram baseadas em métodos dos elementos finitos, sendo constantes os parâmetros do solo ($\varphi = 35^\circ$; $c = 0,0$ kPa; $\psi = 6^\circ$) e a rigidez do reforço (2000 kN/m). Os efeitos do comprimento do reforço (L) foram avaliados para a mesma altura de muro (H), variando-se na proporção L/H entre 0,3 a 1,25. Os números de inclusões de reforços foram variados em 4, 6 e 12, sendo constante a altura do muro (6 m). Os autores ainda avaliaram as tensões na zona reforçada do solo e as tensões nos reforços, para quatro diferentes arranjos, como apresentado na **Figura 4**.

Figura 4 – Estudo da disposição interna dos reforços



Fonte: Modificado de Ho e Rowe (1996)

Dentre os parâmetros geométricos avaliados, o comprimento do reforço se mostrou o mais significativo. Considerando estruturas com espaçamentos uniformes (arranjo A), a razão $L/H = 0,7$ se mostrou de relativa eficiência, já para a configuração onde a variação de espaçamento tenta acompanhar as distribuições de tensões horizontais (arranjo D), apresentou-se resultados de baixa eficiência, sendo desaconselhada pelo autor. Como esperado, as distribuições das tensões mostraram-se sensíveis aos diferentes arranjos propostos pela **Figura 4**. Para os arranjos C e D, caracterizados pelo fato de a parte superior ser sub-reforçada, o empuxo lateral que atua por trás do maciço reforçado é afetado significativamente. Semelhantemente, o esquema D - relação L/H menores que 0,7 -, também teve maiores tensões horizontais por trás do maciço reforçado, induzidas pelo empuxo lateral, tendo como consequência a necessidade de maior força total necessária para o equilíbrio interno do reforço e equilíbrio da face para valores próximos aos inferidos a partir do estado ativo de Rankine e acima dos previstos pela análise da cunha ativa de Coulomb. No entanto, na comparação com o arranjo A, verificam-se poucos benefícios a partir do aumento nas tensões máximas no reforço e da carga de conexão face-reforço. Soma-se a esta análise as contribuições de Zheng *et al.* (2018a), os autores avaliaram pelo método dos elementos finitos o comprimento do reforço aplicado à estrutura

portante. Os comprimentos considerados foram no intervalo de 0,3 a 1,1 em relação à altura do muro (H), havendo pouco benefício para comprimentos maiores que 0,5 de H , o que está de acordo com as contribuições de Zheng e Fox (2016b). Para reforços com comprimentos inferiores a 0,5 de H , as deformações foram demasiadamente maiores, além da redução da capacidade de carga. Nestes casos, o reforço não se estendeu para além da superfície de ruptura, a qual intercepta na região superior, junto à extremidade da sapata.

Ambauen *et al.* (2015) realizaram um estudo sobre diferentes aspectos da geometria aplicados tão somente aos muros portantes de solos reforçados. Utilizando-se de modelos numéricos com base em métodos dos elementos finitos, os autores realizaram estudos paramétricos, dos quais temos: rigidez dos reforços, variando de 119 a 3100 kN/m, espaçamento entre reforços, variando entre 0,15 a 0,60 m, localização da sapata em relação à face, variando entre 0,5 a 2,0 m, comprimento da sapata, variando de 0,5 a 2,0 m e a restrição no embutimento de 0 e 7 MPa. Os diferentes parâmetros foram avaliados de acordo com o estado limite de serviço. A rigidez dos reforços, espaçamento vertical, esforços no embutimento e localização e a dimensão da sapata influenciaram significativamente o empuxo na face. Tanto o aumento da rigidez dos reforços quanto a diminuição dos espaçamentos resultaram no aumento do empuxo lateral, porém em menores deformações verticais e horizontais. Ao aproximar a sapata da face observou-se maior empuxo lateral na face, maior recalque da sapata, maior deformação da face e, conseqüentemente, maior deformação dos reforços. No entanto, deve-se atentar que a distância entre sapata e face está diretamente associada ao custo com a superestrutura das pontes. Dessa forma, é interessante buscar alternativas que mitiguem tais malefícios, sendo a aplicação de espaçamentos menores entre os reforços ou reforços mais rígidos uma alternativa.

O reforço secundário é uma alternativa para o projeto da geometria internas das estruturas reforçadas. Utilizado sob a sapata, ajuda a mitigar o acréscimo de tensão vertical e, portanto, a pressão lateral de empuxo (Adams *et al.* 2011a). De fato, o reforço secundário é recomendado no projeto de muros portantes e, por esse motivo, sendo uma especificação de projeto para a solução sugerida pela FHWA-11-26 (Adams *et al.* 2011a). Os reforços secundários são reforços adicionados à zona logo abaixo da sapata, de modo a enrijecer a estrutura e incrementar capacidade de suporte à estrutura, servindo como base para a sapata. Eles são adicionados entre os reforços principais a uma distância mínima igual à metade do espaçamento dos reforços primários. Pelo método dos elementos finitos, Zheng *et al.*, (2018a), por meio de um estudo paramétrico, avaliaram o número de inserções de reforços secundários. Os incrementos de

reforços secundários variaram de 0 a 15 reforços. Para altas sobrecargas, as deformações decresceram com o aumento do número de reforços. Como exemplo, para a capacidade de carga, correspondente a 5% de deformação, variou de 917 kPa para 1232 kPa, para o aumento de 0 a 15 incrementos de reforços secundários. Assim como os resultados em larga escala em mini-piers apresentados por Nicks *et al.* (2013), observou-se, para as condições analisadas, que a aplicação de reforços secundários não reduziu significativamente a compressão e expansão da estrutura para as condições de serviço, no entanto, aumentou-se a capacidade de carga final da estrutura.

Como anteriormente descrito, a configuração e disposição dos reforços no interior do maciço são também importantes variáveis que merecem destaque no projeto de estruturas reforçadas com geossintéticos. Os espaçamentos entre reforços e a rigidez destes são apontados em diversos estudos como um dos fatores que mais impactam na capacidade de carga e na rigidez global da estrutura (ADAMS *et al.*, 2007; HELWANY *et al.*, 2007; WU E PHAM, 2013; AMBAUEN *et al.*, 2015; NICKS *et al.*, 2016;). De acordo com Wu e Pham (2012), espaçamentos curtos (< 30 cm) entre os reforços possuem efeitos benéficos adicionais a estrutura, tendo o comportamento caracterizado como compósito. As estruturas então compostas por curtos espaçamento receberam no exterior a nomenclatura de *Geosynthetic Reinforced Soil (GRS)*. Um dos benefícios da aplicação do GRS é o ganho de resistência ao cisalhamento. Schlosser e Long (1972), propõem que este ganho de resistência se deve a uma coesão anisotrópica adicional, o que pode ser entendido como uma coesão aparente. Yang (1972), sugere que o ganho de resistência ao cisalhamento é resultante do aumento do acréscimo de confinamento efetivo.

Com base em modelos numéricos de muros portantes de solo reforçado, Wu *et al.* (2006) realizaram um estudo paramétrico variando-se o tipo de solo e o espaçamento entre reforços. Os espaçamentos foram variados de 0,4 e 0,2, ou seja, estruturas classificadas como compósitos e não-compósitos. Como resultado da diminuição dos espaçamentos, os solos com menores ângulos de atritos demonstraram menores deslocamentos verticais, em torno de 44% a menos para solos de ângulo e atrito interno de 34°, e para solos com ângulo de atrito interno de 40°, a variação do espaçamento resultou em uma melhora de 16%. Atualmente, Shen *et al.*, (2020) baseando-se em modelos numéricos, pelo método dos elementos finitos, conduziram um estudo paramétrico investigando diferentes aspectos do projeto interno do maciço. Dentre as contribuições, os autores indicam similaridade da configuração trapezoidal e uniforme adotadas para as estruturas portantes de solo reforçado. Além disso, de modo a isolar os benefícios da

aplicação de espaçamentos reduzidos, os autores avaliaram numericamente estruturas com diferentes espaçamentos internos e, com a mesma rigidez global, mantendo a relação rigidez do reforço e espaçamento entre reforços constantes. Considerando os critérios de serviço, os autores apontaram pouca diferença entre os resultados, indicando que os benefícios no material compósito não foram relevantes nos deslocamentos da face e recalque da sapata.

Xie e Leshchinsky (2015) avaliaram as implicações da disposição não uniforme dos reforços. A técnica resume-se na aplicação de maiores densidades de reforços em diferentes seções do muro. O estudo possui duas abordagens: na primeira, a densidade de reforços é incrementada do topo do muro à base (topo-base); na segunda, da base do muro para o topo (base-topo). O estudo foi conduzido por meio de modelos numéricos. Para o contexto de muros portantes, a abordagem topo-base obteve impactos significativos nas análises do estado limite último, ao mesmo tempo apresentando melhorias no custo-benefício, execução e performance. A disposição não-uniforme dos reforços no contexto de muros portantes de solos reforçados também foi avaliada no trabalho de Xie *et al.* (2018). O estudo avaliou o impacto nas deformações ocasionadas pelo incremento de densidade de reforços também nas abordagens topo-base e base-topo, semelhante aos modelos propostos por Xie e Leshchinsky (2015). Os resultados foram satisfatórios considerando os critérios de estado limite de serviço, incluindo deformação da face, recalque da sapata, deformação dos reforços e superfície cisalhante. No entanto, Xie e Leshchinsky (2015) e Xie *et al.* (2018) abordaram em seus estudos apenas situações de deformações a curto prazo (imediatamente pós-construção). Além disso, os estudos se limitaram a apenas um tipo de material de aterro: solo granular e sem coesão ($\phi=34^\circ$, $c'=0$).

Shen *et al.* (2020) também contribuíram para o estudo da disposição dos reforços ao longo da estrutura portante em condições de trabalho. O estudo paramétrico apresentado investigou diferentes combinações de espaçamento entre reforços, rigidez dos reforços, comprimento da sapata e distância da sapata a face. Destaca-se que para as diferentes combinações realizadas entre a rigidez dos reforços e os espaçamentos entre reforços, quando a razão das variáveis era constante, notava-se pouca alteração na distribuição das cargas verticais adicionais abaixo da sapata e nas pressões laterais adicionais exercidas na face do muro.

Apesar de muitas pesquisas vislumbrarem os efeitos geométricos, pouco se tem sobre os efeitos da geometria interna não uniforme aplicada a muros portantes, os quais podem ser alcançados com o aumento da densidade de reforços, ou seja, diminuição do espaçamento entre reforços na seção superior dos muros portantes, localizados próximos à sobrecarga da sapata,

possibilitando, de modo harmônico, o aumento do espaçamento nas áreas mais distantes à carga. Destacam-se nessa linha de pesquisa os trabalhos de Xie e Leshchinsky (2015) e Xie *et al.* (2018).

2.5. Modelagem numérica de muros portantes de solo reforçado

Devido à complexidade da execução de sistemas de ensaios envolvendo estrutura portante de solo reforçado, diversos autores recorrem à modelagem numérica pelos métodos dos elementos finitos (MEF). O procedimento numérico é utilizado para melhorar o entendimento sobre a estrutura, além de permitir extrapolações de bancos de dados de estudos laboratoriais e de campo, ampliando-os a diferentes configurações e conjunturas de muros de solo reforçado. Desse modo, é possível estudar por um baixo custo as prováveis conformações, diversificando o solo, o reforço, a face e a disposição geométricas dos distintos elementos (AMBAUEN *et al.*, 2015; GULER *et al.*, 2007; WU *et al.*, 2006; XIE E LESHCHINSKY, 2015; ZHENG *et al.*, 2018a; KARPURAPU e BATHURST, 1995; HATAMI e BATHURST, 2005; HELWANY *et al.*, 1999; LING *et al.*, 1995; ROWE e SKINNER, 2001). Por conseguinte, as combinações dos resultados numéricos em conjunto aos ensaios físicos poderão ser usadas para verificação ou aprimoramento dos métodos de projeto analítico propostos para estruturas de muros de solo reforçado com geossintético, tornando a técnica mais eficiente e econômica (ALLEN *et al.* 2002a). Nesta seção serão explorados os principais pontos na modelagem numérica que se referem ao estudo geotécnico de muros portantes de solos reforçados, muito das quais advém de estudos de modelagem numérica de muros não portantes.

Em diversos estudos, o solo é apontado como um dos protagonistas do desempenho do muro de solo reforçado, decorrente da sensibilidade da estrutura às variações volumétricas, às configurações de tensão e às interações do solo-reforço e demais componentes (ADAMS E NICKS, 2014; HELWANY E WU, 1995; SHAMSABADI *et al.*, 2005; ZHENG *et al.*, 2018a). Neste contexto, destaca-se, as contribuições de Hatami e Bathurst (2005a). Os autores modelaram numericamente a construção de três muros de solo reforçado com geossintéticos e com face composta por blocos segmentais. A modelagem no estado plano de deformações foi comparada a mensurações físicas de três estruturas de 3,6 m de altura, construídas com areia como material de aterro e diferenciadas pela rigidez dos geossintéticos e dos espaçamentos verticais entre reforços. O modelo numérico contemplou as etapas de construção por camada, reproduzindo a compactação e a deformação da face a cada etapa, sendo a compactação simulada pela aplicação de uma carga uniformemente distribuída ao longo da camada

adicionada, com a magnitude arbitrada em 8 kPa. A validação do modelo foi composta pelas reações no embutimento, as deformações da face, as deformações do reforço, as pressões na fundação e os esforços nos conectores distribuídos ao longo da face. Os resultados apontaram boa concordância entre as mensurações físicas e a modelagem numérica. Também foram avaliadas as influências do modelo constitutivo do solo no desempenho da simulação. As análises compreenderam dois modelos constitutivos: o primeiro, elasto-plástico não linear de Duncan *et al.* (1980); e o segundo, elasto-plástico linear, com o primeiro dando um melhor ajuste aos dados medidos.

Atualmente, a modelagem de solo compactado vem sendo realizada com diferentes modelos constitutivos, tais como modelo linear elástico, elasto-plástico Mohr coulomb model, modelo hiperbólico, Cam-Clay modificado, modelos elasto-plástico visco-plástico, estendida a *geologic cap model*, e modelo de plasticidade generalizado. Como complemento de análise, vale ressaltar que Lade (2005) e Brinkgreve *et al.* (2006) apresentam uma revisão sobre os principais modelos constitutivos.

Huang *et al.* (2009) investigaram a influência de três modelos constitutivos do material de aterro na simulação numérica de dois muros de solos reforçados, comparando-os às mensurações físicas de um muro real. Os modelos constitutivos adotados são, a partir de diferentes níveis de complexibilidade: Modelo elástico linear de Mohr-Coulomb; Modelo hiperbólico de Duncan-Chang (DUNCAN *et al.*, 1980) modificado por Boscardin *et al.* (1990) e o Modelo com enrijecimento para solos arenosos (KIM e LADE, 1988). Os modelos numéricos foram comparados pelos esforços no embutimento, as pressões na fundação, os deslocamentos da face, as cargas dos conectores e as deformações do reforço. Os resultados demonstraram que os modelos constitutivos do solo utilizados são adequados para prever o desempenho de muros de solo reforçado sob condições operacionais típicas, porém, destaca-se a preocupação na correta modelagem do solo, da sequência de construção, da compactação do solo, do reforço e das interfaces,

Apesar de possuir algumas limitações o modelo *Hardening Soil* (HS) vem sendo amplamente utilizado e demonstrando resultados satisfatórios para a análise de muros portantes de solo reforçado (GULER *et al.*, 2007; MIRMORADI; EHRLICH, 2014; ARDAH *et al.*, 2018). O modelo *Hardening Soil* (HS) é considerado como um modelo avançado de solo, embora existam características do comportamento real do solo que o mesmo não compreende. O modelo HS do solo é geralmente adequado para todos os solos, mas não considera os efeitos viscosos, isto é, fluência e relaxamento de tensão. De fato, todos os solos exibem alguma

fluência, de modo que a compressão primária é seguida por uma certa quantidade de compressão secundária, sendo esse fenômeno mais acentuado em solos moles.

Abu-Hejleh *et al.* (2000) e Zheng e Fox (2017) observaram a notável influência do grau de compactação no desempenho global das estruturas portantes em modelos físicos e numéricos. Dentre os efeitos da má compactação no solo, têm-se: o aumento da pressão lateral e a redução do coeficiente de Poisson (HATAMI e BATHUST, 2005a). A compactação corresponde a uma importante etapa na execução dos muros, com impactos significativos no desempenho da estrutura. A compactação melhora as características do solo e, conseqüentemente, melhora o desempenho da estrutura reforçada. Destaca-se também que as deformações desenvolvidas durante a disposição e compactação das camadas de solo podem ser superiores às deformações provenientes às etapas subseqüentes de alteamento (ABU-HEJLEH *et al.*, 2000). Estudos recentes buscam aprimorar a simulação numérica da compactação, melhorando a previsão das deformações e tensões desenvolvidas durante a execução dos muros (MORRISON *et al.*, 2006; RICCIO *et al.*, 2014; MIRMORADI e EHRLICH, 2014,2015 ,2018b).

Mirmoradi e Ehrlich (2018b) compararam diferentes métodos para a simulação da compactação em modelos numéricos em muros de solos reforçados. Destaca-se dois dos diferentes métodos, estes aplicaram às cargas correspondentes as magnitudes aplicadas em campo pela compactação real e apresentaram resultados satisfatórios. O primeiro método é composto pela aplicação de uma faixa estreita de carga uniforme que se desloca ao longo da camada de solo, simulando um rolo compressor, enquanto o segundo método, a simulação da compactação, dá-se pela aplicação de carga uniformemente distribuída acima e abaixo de cada camada de solo. O primeiro, apesar de ter apresentado boa precisão, teve que ter a largura da faixa de carga ajustada, além disso, o procedimento numérico para sua execução demandou um alto custo computacional. Já o segundo, além de apresentar boa concordância com as medidas físicas, demandou relativo baixo custo computacional, sendo o método indicado pelos autores. Outro ponto relevante na modelagem de muros portantes é a simulação numérica do comportamento do reforço. De acordo com Walters *et al.* (2002), as rigidezes dos reforços possuem a sua magnitude influenciada em campo ao final da execução da estrutura por meio das seguintes variáveis: seqüência de carregamento, taxa de carregamento e tempo após a aplicação da carga, confinamento do solo, nível de tensão, temperatura e danos na instalação. Contudo, para a modelagem do reforço pelo método dos elementos finitos, o comportamento do reforço é simplificado, portanto, são utilizados regularmente elementos elásticos lineares

esbeltos que trabalham a tração, ou seja, sem rigidez à flexão (BOUSHERIAN e VULOVA, 2001). Essa simplificação geralmente é válida (CHAKRABORTY e KUMAR, 2017), sendo adotada por grande parte das modelagens de muros portantes (ABU-FARSAKH *et al.*, 2018; ZHENG e FOX, 2017; AMBAUEN *et al.* 2016; GULER *et al.*, 2007).

Ling *et al* (1995) e Ling *et al* (2000) simularam numericamente o comportamento, de um muro de contenção de solo reforçado com face composta de blocos segmentais durante a construção, foi considerado o comportamento não linear para reforços de geossintéticos. Os autores modelaram em números os reforços de geossintéticos como com elasticidade não linear, simulando o comportamento tensão-deformação hiperbólico. Pelo método dos elementos finitos, Ling *et al.*(2000) representaram a execução de um muro de contenção de solo reforçado com faces compostas de blocos segmentais. Em comparação entre o comportamento previsto e mensurado apresentado pelas deformações verticais e laterais da estrutura, observou-se comportamento adequado entre os resultados numéricos e as medidas físicas. No entanto, para a condição de serviço as deformações foram pequenas, cerca de 1% menores, portanto, o comportamento da geogrelha foi essencialmente linear-elástico.

Na literatura, há diferentes metodologias para incorporar o comportamento dos reforços aos modelos numéricos. Sharma *et al.* (1994), por exemplo, modelaram a redução da rigidez dos reforços com o tempo baseando-se no ensaio de fluência do geossintético, assim como outros autores que também assim o fizeram (HATAMI e BATHUST, 2005; GULER *et al.*, 2007; ABU-FARSAKH *et al.*, 2019). Lopes *et al.* (1994) simularam o comportamento tensão-deformação dos reforços pelo tempo, para uma estrutura de solo reforçado, utilizando um modelo constitutivo viscoelástico com fluência. Karpurapu e Bathurst (1995) modelaram a não linearidade tensão-deformação e a fluência do comportamento polimérico da geogrelha utilizando o modelo parabólico da tensão-deformação, ajustado aos ensaios de fluência. Soma-se ainda as contribuições dos autores Kongkitkul *et al.* (2014), que apresentam um modelo constitutivo elástico-viscoplástico que descreve o comportamento de tensão-deformação para reforços de geossintético. O modelo constitutivo compreendia três comportamentos: componente hipoplástico, componente não-viscoso não-linear e componente viscoso não-linear. Em resumo, para a modelagem dos reforços, o uso de modelos elástico lineares para as condições de serviço apresenta resultados razoáveis, uma vez que as deformações mobilizadas nos reforços são geralmente pequenas. Além disso, para curtos espaços de tempo o comportamento de fluência pode ser considerado por um módulo de rigidez constante, ajustado

pelas deformações dos reforços e o tempo advindos de ensaios de fluência (HATAMI e BATHURST, 2005a).

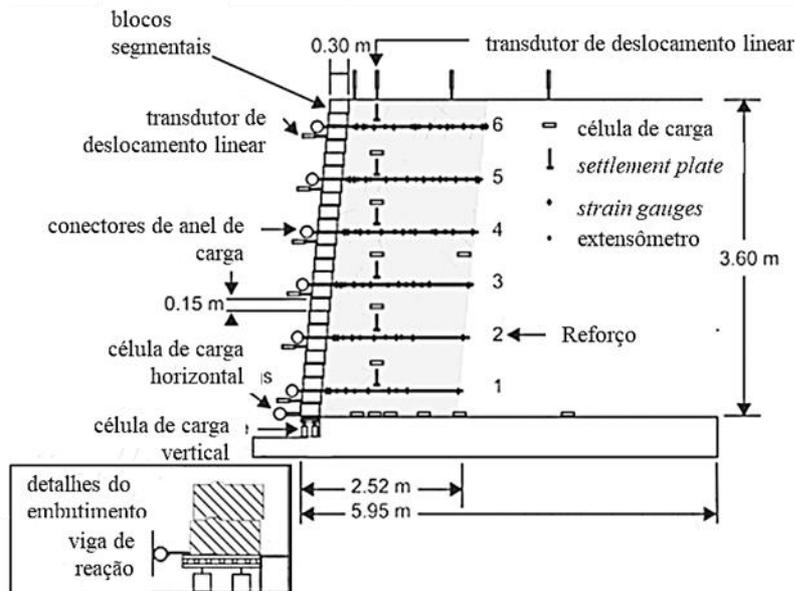
Outro importante ponto a se observar é a interação entre solo e reforço. Salienta-se que a interação solo-reforço pode atingir certa complexidade, dependendo do tipo de reforço e do solo. Palmeiras (2009) apresenta um levantamento dos diferentes experimentos e modelos teóricos utilizados para avaliar a interação solo-geossintético para diferentes cargas e condições de contorno. Tendo em consideração os estudos pelo método dos elementos finitos, as interações entre geossintético-solo vêm sendo simuladas por elementos de interface. Comumente são formulados por uma rigidez normal e cisalhante até a ruptura, determinada pelos critérios de ruptura (como exemplo Mohr-Coulomb) (SKINNER e ROWE, 2003; ROWE e SKINNER, 2001; LIU e WAN, 2009). Quando em condições de serviço, igualmente em muros de solos reforçados, a movimentação relativa entre solo e reforço é altamente improvável (DYER e MILLIGAN, 1984; JEWELL, 1980, EHRLICH e MITCHELL 1994). Desse modo, de acordo com Helwany e Wu (1995) e Ambauen *et al.* (2015), considerando as condições de operação, as interações entre reforços e o solo podem ser consideradas totalmente rígidas.

CAPÍTULO 3

MODELAGEM E VALIDAÇÃO DO MURO DE SOLO REFORÇADO

O modelo numérico foi baseado no ensaio do muro de solo reforçado em escala real, executado e monitorado em laboratório e descrito por Hatami e Bathurst (2005a). A estrutura é citada no artigo em questão como “*Wall 1*”: possui 3,6 m de altura, face composta por blocos segmentais, a inclinação da face é de 8° com a vertical, o reforço empregado é uma geogrelha de polipropileno com comprimento total igual a 0,7 vezes a altura. A estrutura junto às instrumentações utilizadas está esquematizada na **Figura 5**. As instrumentações foram compostas por extensômetros e *strain gauges* usados ao longo do comprimento do reforço: células de tensão total, placas de recalque, anéis de carga para medida de força na face, células de carga para medida das forças no embutimento da estrutura e transdutores de deslocamentos na face.

Figura 5 - Instrumentação do muro reforçado com geossintéticos de Hatami e Bathurst (2005).



Fonte: Modificado de Hatami e Bathurst (2005)

Assim como Guler *et al.* (2007) e Mirmoradi e Ehrlich (2018b), foi utilizado o *software Plaxis Version 8.2*® para a modelagem do muro de solo reforçado com face composta por blocos segmentais. A estrutura foi modelada no estado plano de deformações e compreende as etapas de construção, assim como a compactação por camadas. As técnicas de modelagem utilizadas na validação deste modelo foram fundamentadas nos estudos de Hatami e Bathurst (2005a, 2006), Guler *et al.* (2007) e Mirmoradi e Ehrlich (2018b).

De acordo com Hatami e Bathurst (2005a), a compactação pode ser replicada numericamente pelo método dos elementos finitos na aplicação de uma carga vertical uniformemente distribuída no valor de 8 kPa, ao final de cada camada de solo. No entanto, para este trabalho será utilizado o procedimento sugerido por Mirmoradi e Ehrlich (2018b), o qual se aplica a tensão de compactação com a mesma magnitude da utilizada no modelo físico. Portanto, empregou-se cargas verticais uniformemente distribuídas na parte superior e inferior de cada camada de solo, após a sua incorporação. Para distâncias de até 0,50 m da face a carga foi de 8 kPa, e após os 0,50 m a carga aplicada foi de 55 kPa. Mais informações sobre a técnica de simulação numérica da compactação podem ser encontradas no trabalho de Mirmoradi e Ehrlich (2018b) como “*type II - b*”.

Para fins de modelagem, o solo foi considerado homogêneo, isotrópico, não-linear e elasto-plástico. O modelo constitutivo adotado foi o *Hardening Soil (HS)*, disponibilizado pelo *Plaxis Version 8.2*[®]. O modelo escolhido distingue-se por levar em consideração o histórico de tensões, os efeitos das tensões principais e intermediárias e a dilatação do solo. Ademais, resultados satisfatórios foram obtidos de modelos numéricos de muros portantes de solos reforçados, considerando as etapas de execução. Nas condições de serviço, empregaram o modelo constitutivo *HS* para o solo (GULER *et al.*, 2007; MIRMORADI; EHRLICH, 2018b; ARDAH *et al.*, 2018).

Os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo arenoso foram calibrados com os ensaios triaxiais de deformação plana fornecidos por Hatami e Bathurst (2005a). Estes ensaios tendem a ser mais representativos acerca das condições dos muros de solos reforçados ao serem comparados aos ensaios triaxiais convencionais (ZORNBERG *et al.* 1998, LEE 2000; RICCIO *et al.*, 2014). O material de aterro é descrito como areia subangular a angular e graduação uniforme. (HATAMI e BATHURST, 2005; LEE, 2000).

Os parâmetros do solo adotados na modelagem são resumidos na **Tabela 1**, e estão em conformidade aos valores adotados por Guler *et al.* (2007) e Mirmoradi e Ehrlich (2018b). Para a simulação numérica corresponde a areia da região *Royal Military College of Canada (RCM)*, apresentada por Hatami e Bathurst (2005a) e Lee (2000).

Para a validação do comportamento do solo, modelou-se numericamente o ensaio triaxial de deformação plana comparando os resultados da modelagem às curvas tensão-deformação do solo. A modelagem do solo seguiu as recomendações de simulação de ensaio triaxial convencional apresentado por Brinkgreve and Vermeer (2002), sendo alternada a configuração do estado axissimétrica para o estado plano de deformações. Os resultados são

apresentados nos termos das tensões desviatória x deformação axial ($q' \times \varepsilon_a$), na **Figura 6**, e deformação volumétrica x deformação axial ($\varepsilon_v \times \varepsilon_a$), na **Figura 7**.

Tabela 1 - Parâmetros do solo adotados na modelagem numérica

Parâmetros	Valores
Peso específico (kN/m ³)	16,8
Módulo de deformabilidade secante E_{50} (kN/m ²)	56.667
Módulo de deformabilidade de descarregamento e carregamento E_{oed} (kN/m ²)	47220
Módulo de deformabilidade último E_{ur} (kN/m ²)	170000
Coefficiente de Poisson	0,25
Coesão (kN/m ²)	1
Ângulo de atrito (°)	44
Ângulo de dilatância (°)	11
Expoente m	0,5
Razão de ruptura R_f	0,9
Coefficiente de empuxo em repouso K^{nc}_0	0,305
Tensão confinante de referência (kN/m ²)	80

O comportamento do solo, executado para este estudo, apresentou resultados similares à modelagem de Guler *et al.* (2007), havendo a sobreposição das curvas em grande parte da simulação. É possível notar, na **Figura 6**, em meio às deformações axiais de 0% e 1,5%, boa concordância das mensurações físicas para as pressões confinantes de 20 e 30 kPa. O modelo numérico adotado, *Hardening Soil (HS) Model*, não compreende o comportamento de amolecimento e, conseqüentemente, após o pico de resistência o comportamento do modelo numérico difere do comportamento do solo ensaiado. No entanto, com base em Guler *et al.* (2007) e Huang *et al.* (2009), mesmo o comportamento de amolecimento não sendo reproduzido, a conformidade entre os resultados numéricos e os mensurados foi considerada adequada. Na **Figura 7**, apresenta-se a deformação volumétrica pela deformação axial do solo arenoso por meio do modelo *HS* contraposto aos resultados do ensaio laboratorial, como pode-se observar a dilatância do solo foi reproduzida numericamente. A similaridade entre os resultados numéricos e os resultados físicos. Assim como Guler *et al.* (2007), o modelo numérico foi considerado adequado.

Figura 6 - Comparação entre modelo físico e numérico em relação curva tensão-deformação resultado do Ensaio Triaxial Def.Plana

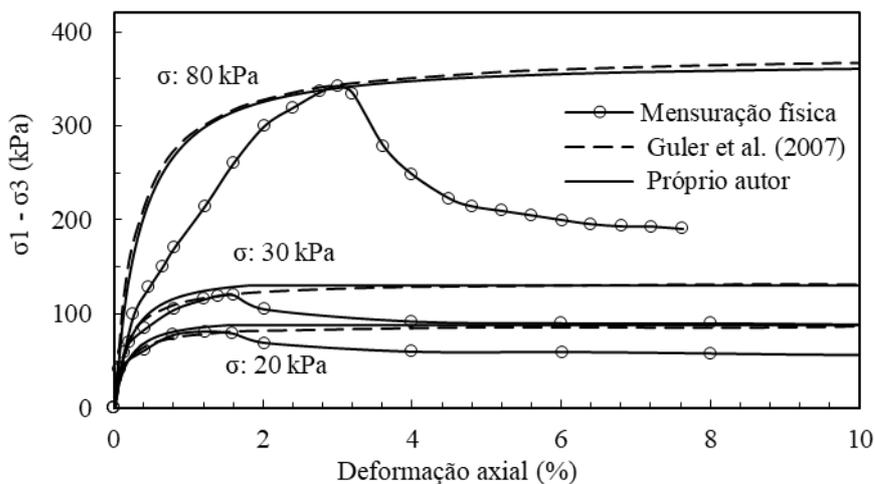
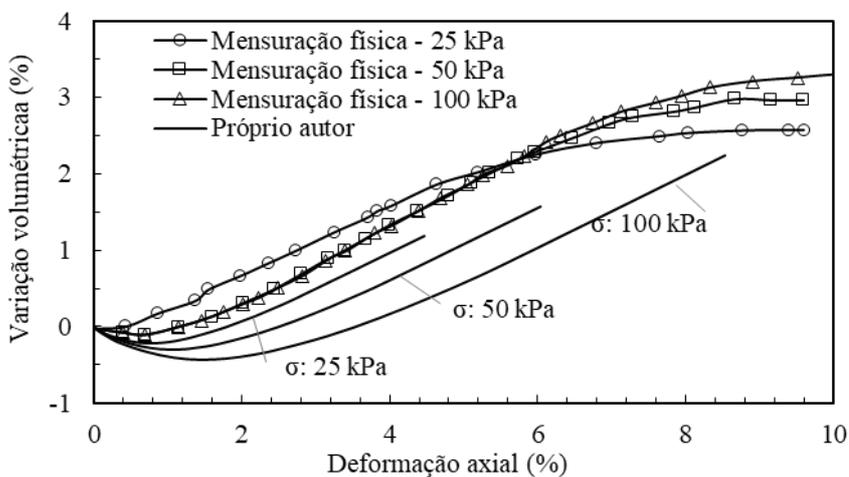
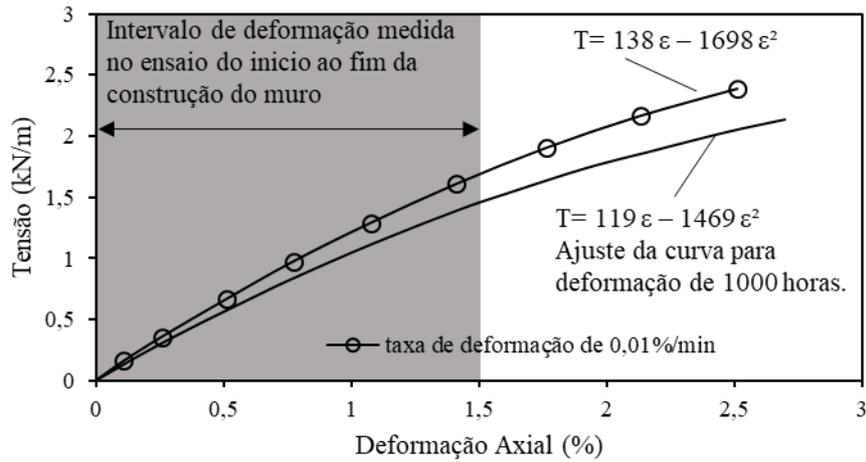


Figura 7 – Comparação entre modelo físico e numérico em relação à Def. volumétrica pela Def. axial resultado do Ensaio triaxial axissimétrica.



O reforço - uma geogrelha biaxial de polipropileno - foi considerado, para fins de modelagem, homogêneo, isotrópico e linear-elástico. A rigidez à tração inicial é de 119 kN/m, no entanto, em decorrência da fluência do material e a sua deformação, o valor foi ajustado. Para o ajuste, assim como Guler *et al.* (2007), considerou-se o período de 1000 horas de execução relatados por Hatami e Bathurst (2005a), e a deformação de 1,5%, que corresponde à deformação máxima observada na estrutura real. A **Figura 8** apresenta a representação gráfica do ajuste aplicado, baseado no trabalho de Hatami e Bathurst (2005). O valor adotado foi de 97 kN/m, o valor constante de rigidez foi julgado adequado devido à baixa escala de tempo selecionada e às baixas deformações observadas para as condições de serviço.

Figura 8 - Linha de tendência da curva tensão-deformação do ensaio de fluência não confinada, e ajuste para o período de 1000 horas.



Fonte: Modificado de Hatami e Bathurst (2005)

Os reforços foram intertravados nos blocos que compõem a face de modo a não permitir o deslocamento relativo entre o bloco e o reforço, como sugerido por Guler *et al.* (2007). Aplicado ao primeiro bloco na base do muro, o embutimento foi retratado por meio da ferramenta “*anchor*”, disponibilizada pelo programa computacional *Plaxis Version 8.2*[®]. A estrutura restringiu o movimento horizontal do bloco com a rigidez linear elástica de 4 MPa, assim como sugerido por Hatami e Bathurst (2005).

Os blocos que compõem a face são de concreto sólido e foram considerados para fins de modelagem como um material homogêneo, isotrópico e linear elástico. Os parâmetros do bloco foram retirados de Damians *et. al* (2014), por não haver menções nos artigos base (Hatami e Bathurst, 2005a, 2006). As interações entre blocos foram reproduzidas pela adição de uma interface bloco-bloco. Os parâmetros adotados para a interface bloco-bloco e interface bloco-solo são os mesmos adotados por Hatami e Bathurst (2006), porém, devido às diferenças entre os programas computacionais adotado pelo autor (*FLAC*[®]) e o adotado para este estudo (*Plaxis Version 8.2*[®]), houve a necessidade de se ajustar os parâmetros de entrada. Para a compatibilização dos valores foram adotadas as formulações e considerações sugeridas por Yu *et. al* (2015), composta pela **Equação 1** e **Equação 2**.

$$k_n = \frac{E_i \cdot (1 - \nu_i)}{(1 + \nu_i) \cdot (1 - 2 \cdot \nu_i) \cdot t_i} = \frac{E_{oed,i}}{t_i} \quad \text{Equação 1}$$

$$k_s = \frac{E_i}{2 \cdot (1 + \nu_i) \cdot t_i} = \frac{G_i}{t_i} \quad \text{Equação 2}$$

Onde k_n e k_s são os parâmetros de entrada do programa *FLAC*[®] e correspondem respectivamente às rigidezes normal e cisalhante. Já para o *Plaxis Version 8.2*[®], os parâmetros de entrada são E_i , ν_i , $E_{oed,i}$, G_i e t_i e correspondem respectivamente ao módulo de Young's, coeficiente de Poisson, módulo odométrico, módulo cisalhante e espessura virtual da interface. Os valores adotados para os parâmetros estão apresentados na **Tabela 2**.

As interfaces solo-reforço foram consideradas totalmente rígida, de modo a simplificar o modelo numérico. Hatami e Bathurst (2005) relatam que não se observou evidências do deslocamento relativo quanto ao reforço em relação ao solo. Além disso, de acordo com Helwany e Wu (1995) e Ambauen *et al.* (2015), as interações entre reforços e o solo podem ser totalmente rígidas considerando as condições de operação. As mesmas considerações podem ser observadas em diversos modelos numéricos da literatura, os quais apresentaram resultados satisfatórios (HATAMI E BARTHURST,2005; GULER *et al.*, 2007; MIRMORADE E EHRLICH, 2014; AMBAUEN *et al.* 2015).

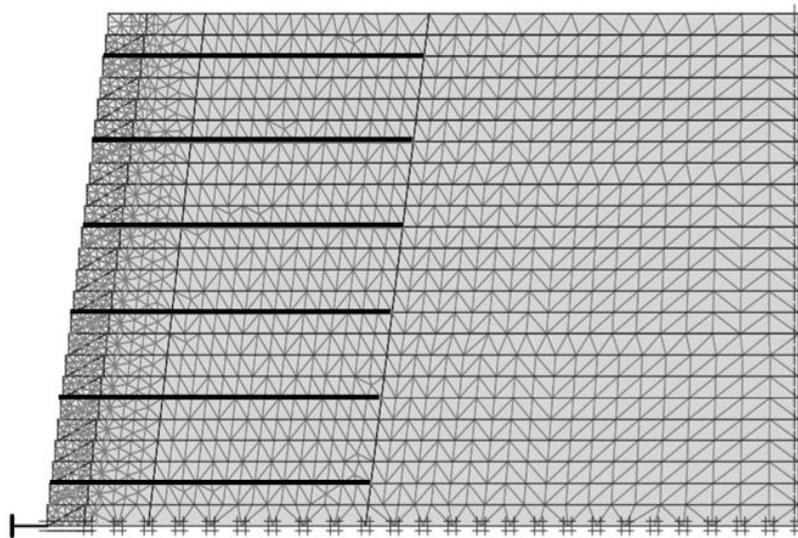
Tabela 2 - Parâmetros para simulação do bloco e interfaces

Parâmetros	Valores
<i>Bloco</i>	
Peso específico (kN/m ³)	21,8
Módulo de elasticidade (kN/m ²)	2,30E+7
Coeficiente de Poisson	0,15
<i>Interface Bloco - Solo</i>	
Peso específico (kN/m ³)	21,8
Coesão (kN/m ²)	46
Ângulo de atrito (°)	57
Ângulo de dilatação (°)	-
Módulo de elasticidade (kN/m ²)	2,367E+04
Coeficiente de Poisson	0,474
Espessura virtual	0,1
<i>Interface Bloco - Solo</i>	
Peso específico (kN/m ³)	16,8
Coesão (kN/m ²)	1
Ângulo de atrito (°)	44
Ângulo de dilatação (°)	11
Módulo de elasticidade (kN/m ²)	596
Coeficiente de Poisson	1
Espessura virtual	0,1

Na **Figura 9**, é apresentada uma ilustração do modelo numérico desenvolvido, evidenciando a malha adotada, a geometria e condições de contorno. O anteparo lateral do muro, oposto à face, foi restringido no eixo vertical, enquanto a fundação do muro foi restringida em ambos os eixos, horizontal e vertical. O último bloco foi restringido apenas verticalmente, tendo

o movimento horizontal sob influência da rigidez do embutimento. A malha foi composta por elementos de 6 nós, usando o refinamento “*vary fine*”, opção fornecida pelo *Plaxis Version 8.2*[®]. Nas proximidades à face o refinamento adotado foi intensificado, como é possível ver na **Figura 9**. Um estudo de sensibilidade da malha foi realizado, e chegou-se à configuração apresentada na **Figura 9**, com 4000 elementos. As simplificações adotadas para o modelo foram determinadas em decorrência da qualidade dos resultados obtidos e os respectivos custos computacionais.

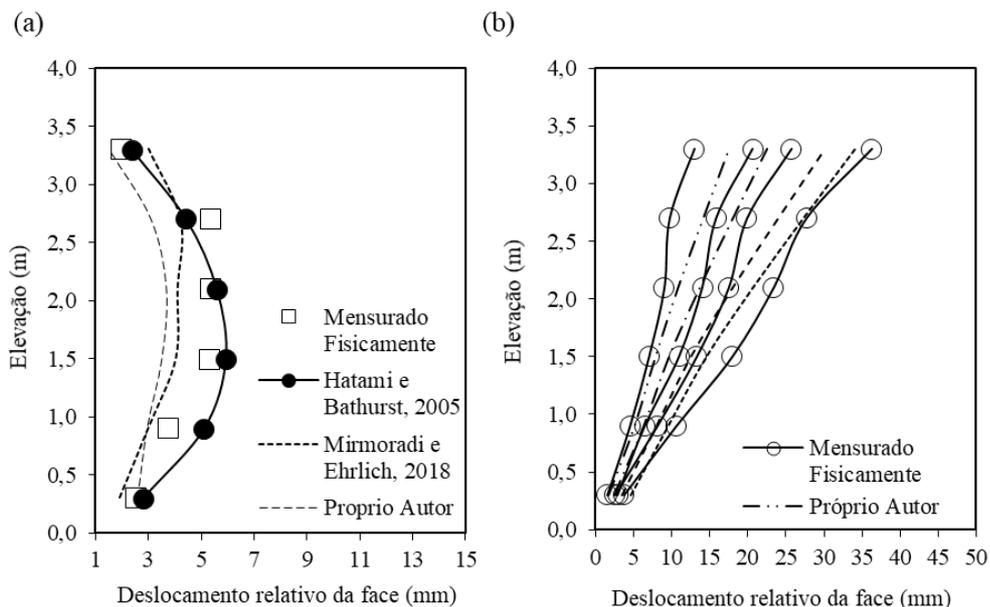
Figura 9 - Imagem do modelo numérico retirada do software



Em resumo, a validação do modelo decorreu a partir das mensurações físicas oriundas das instrumentações e fornecidas por Hatami e Bathurst (2005, 2006). Incorporada aos resultados, também foi apresentada a modelagem realizada pelos autores. Dentre os dados fornecidos, utilizou-se para a verificação as deformações da face, deformações dos reforços e pressão na fundação. Os deslocamentos da face foram medidos por meio de transdutores de deslocamento linear, que foram posicionados aos pares, nas alturas em que os reforços foram alocados. A instrumentação foi instalada à medida que se executava a estrutura e, portanto, os valores medidos são referentes aos deslocamentos quando os blocos foram assentados até o fim da construção (HATAMI e BATHURST, 2005). Desse modo, os deslocamentos apresentados não devem ser confundidos com o perfil real do muro ao final da construção, mas dizem respeito ao deslocamento relativo da face. As **Figura 10(a)** e **Figura 10(b)** apresentam as medidas físicas do deslocamento relativo da face, contrapostas à modelagem numérica desenvolvida por este trabalho, correspondendo respectivamente ao momento após a execução da estrutura e após a aplicação da sobrecarga uniforme sobre a estrutura, com magnitude de 40 kPa, 50 kPa, 60 kPa e 70 kPa. Além disso, foi apresentado de modo comparativo o modelo numérico desenvolvido por Hatami e Bathurst (2005a), pelo *software FLAC*[®]. É possível

observar que o deslocamento relativo da face derivado da simulação numérica apresentou resultados satisfatórios na comparação com as mensurações físicas da estrutura.

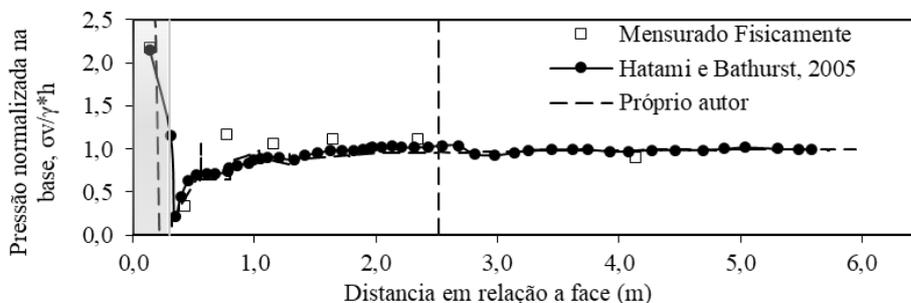
Figura 10 – Comparação dos deslocamentos relativo da face entre modelo experimental e numérico: (a) Após o fim da execução (EOC) (b) Após a aplicação das sobrecargas 40 kPa; 50 kPa; 60kPa e 70 kPa (EOL).



Na

Figura 11 apresenta-se o resultado numérico da pressão vertical na fundação que, assim como o deslocamento relativo da face, foi comparado à mensuração física e ao modelo numérico de Hatami e Bathurst (2005a) para o instante após o fim da execução. As pressões verticais na fundação (σ_v), medidas por células de tensão total, apresentam-se normalizadas com o peso próprio do solo (γ_s) vezes a altura da estrutura (H). A área cinza representa a base da coluna de blocos que compõe a face, e a linha tracejada representa a divisão entre o solo reforçado e o não reforçado. A modelagem numérica apresentou resultados satisfatórios em comparação ao modelo físico e ao modelo apresentado por Hatami e Bathurst (2005a).

Figura 11 – Comparação entre os valores de pressão normalizada na base entre modelo numérico e físico.



A **Figura 12** e a **Figura 13** apresentam as deformações dos reforços em relação à distância da face, correspondendo respectivamente ao momento após a execução do muro e

após a aplicação da sobrecarga de 50 kPa. As deformações das seis camadas de reforço são apresentadas na ordem em se encontram na estrutura. As mensurações físicas oriundas dos extensômetros e *strain gauges* também são apresentadas concomitantemente no que se refere à modelagem numérica desenvolvida por Hatami e Bathurst (2005a). Tais autores acrescentam que as medidas efetuadas pelo *strain gauges* são mais confiáveis que os extensômetros para baixas deformações (<1%) (HATAMI e BATHURST, 2005a). Os resultados numéricos obtidos mostraram-se satisfatórios, apresentando boa concordância com as mensurações físicas realizadas pelos strain gages. Acrescenta-se também que os picos de deformação nos reforços foram aproximados.

Figura 12 - Deformação dos reforços após o fim da execução (EOC): (a) 6º Reforço (b) 5º Reforço (c) 4º Reforço (d) 3º Reforço (e) 2º Reforço (f) 1º Reforço

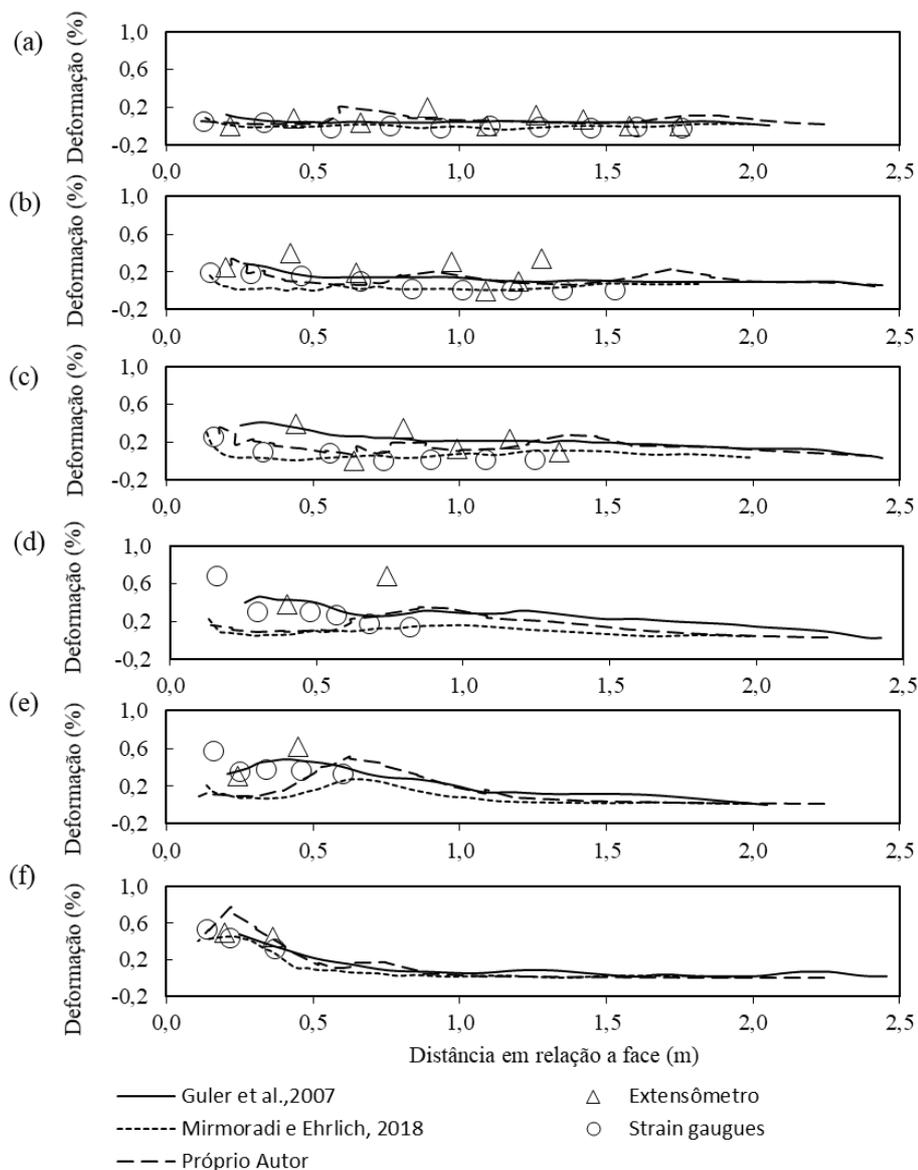
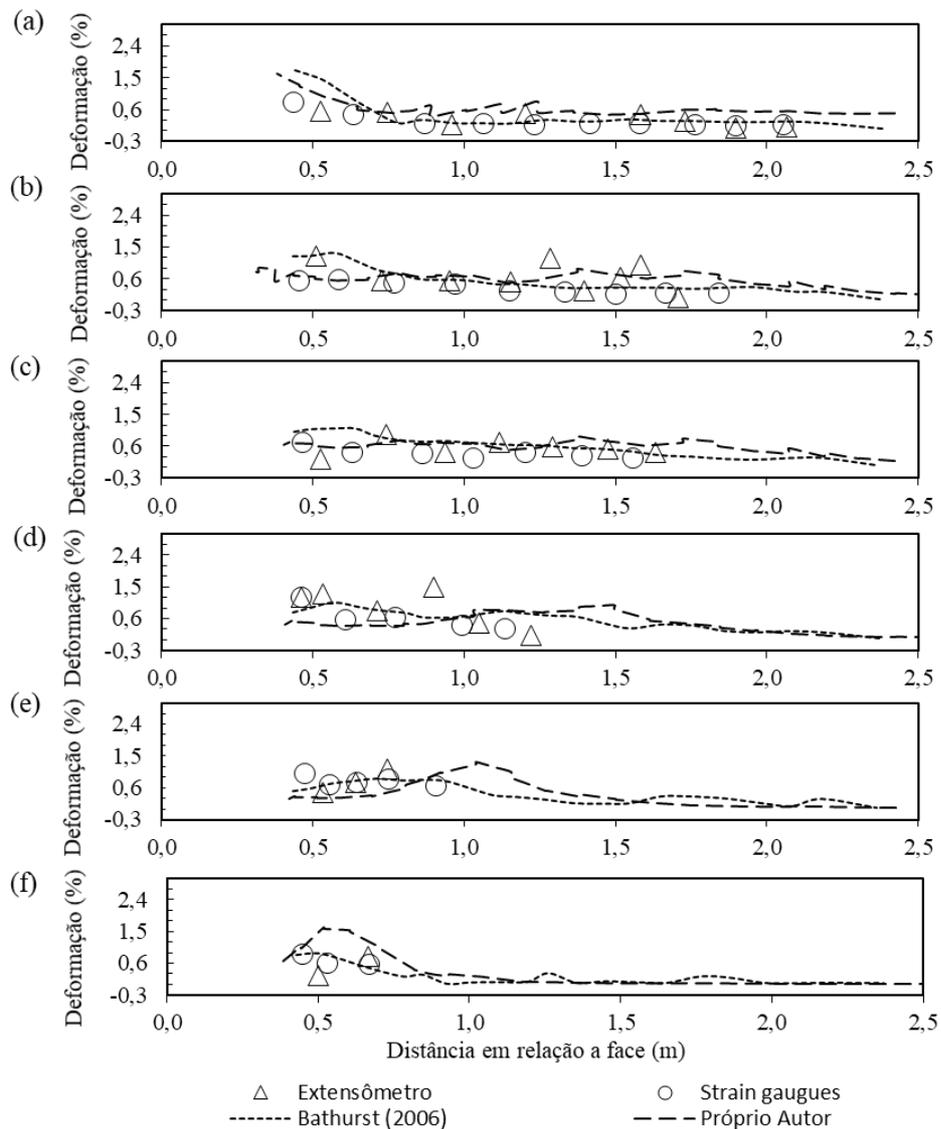


Figura 13 -Deformação dos reforços após aplicação de sobrecarga de 50 kPa (EOL): (a) 6° Reforço (b) 5° Reforço (c) 4° Reforço (d) 3° Reforço (e) 2° Reforço (f) 1° Reforço.



De modo geral, a validação numérica desenvolvida aponta êxito da técnica de modelagem adotada neste estudo e também para o fato de que o modelo está apto para simular tendências qualitativas do comportamento de estruturas reais de muros de solos reforçados compostos por blocos segmentais. Além disso, na maioria dos casos, os valores quantitativos também possuem uma boa concordância.

CAPÍTULO 4

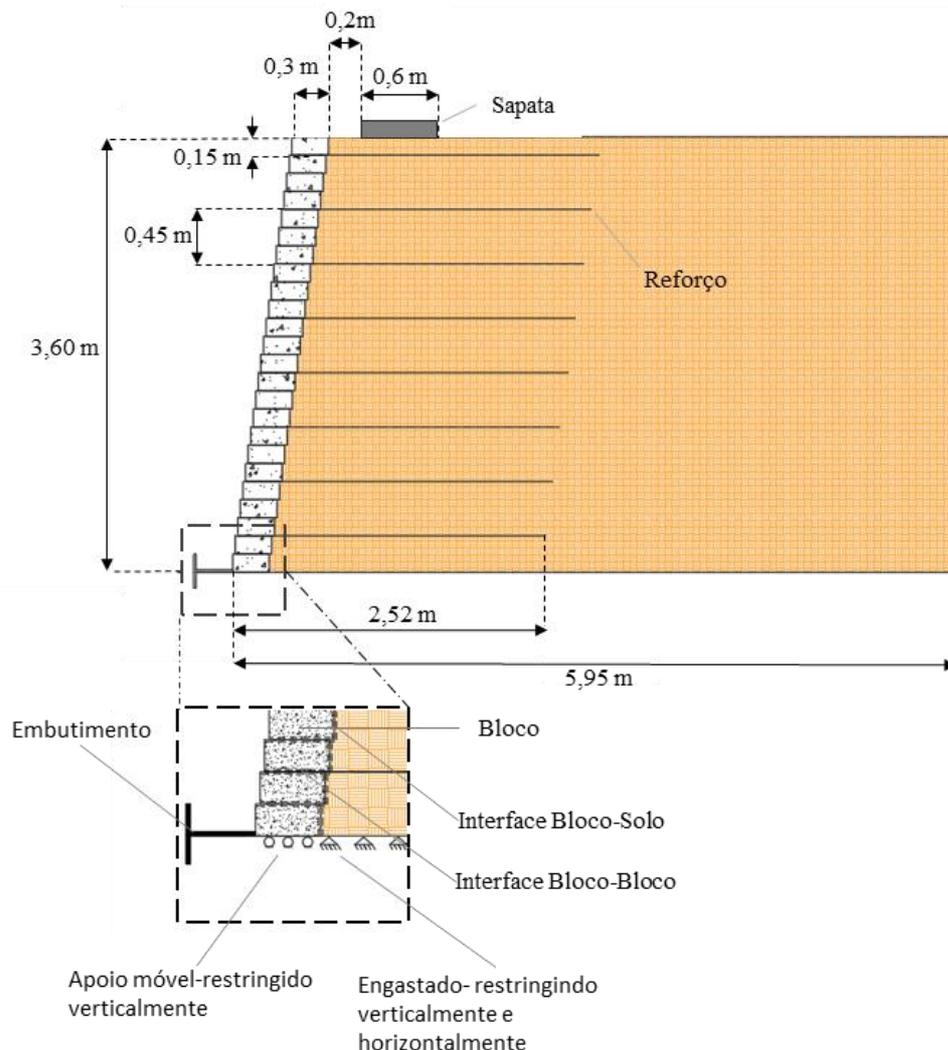
ESTUDO PARAMÉTRICO DA NÃO UNIFORMIDADE DOS REFORÇOS EM MURO PORTANTES

Para a realização do estudo paramétrico modelou-se um muro portante hipotético modificando o modelo numérico validado do capítulo anterior. A simulação numérica executada compreende as etapas de execução, compactação e a aplicação da sobrecarga de serviço (de modo a simular uma estrutura portante). As avaliações dos modelos foram pautadas nas deformações e tensões em dois momentos, imediatamente após a construção (EOC) e imediatamente após a aplicação da sobrecarga (EOL), sendo analisado: tensão vertical adicional devido à sobrecarga; deformação da face de bloco segmentais; recalque da sapata; alterações de volume na estrutura de solo reforçado e; distribuição de tensões máximas e deformações máximas nos reforços ao longo da estrutura.

Assim como Ambauen *et al.* (2015), o muro de contenção portante foi simulado pelo acréscimo de uma simples carga aplicada por uma sapata rígida sobre o muro de solo reforçado. Ainda de acordo com o autor, a interface entre a sapata e o solo foi considerada total de modo a restringir o deslocamento horizontal, e permitir que o mesmo rotacionar. Para a simulação de uma sapata rígida adotou-se elevado módulo de elasticidade (23 GPa), espessura de 0,3 m. Soma-se ainda que a aplicação da sobrecarga foi uniforme ao longo da sapata. O emprego de cargas estáticas substituindo as cargas moveis em simulação de estrutura de muros autoportantes de solo reforçado são usualmente utilizados na bibliografia (LESHCHISNKY, 2015; AMBAUEN *et al.*, 2016; ARDAH *et al.*, 2017). Optou-se por tais simplificações com a justificativa de redução do custo computacional.

Na **Figura 14**, apresenta-se a geometria, interna e externa, do modelo de referência adotada para este estudo. A sapata adicionada a estrutura tem comprimento de 0,60 m e foi posicionada a 0,2 m da face. Os espaçamentos adotados entre reforços foram de 0,45 m. Além da geometria interna que será alterada de acordo com cada seção, as dimensões da sapata também foram alteradas para alguns casos apresentados posteriormente, além de 0,60 m utilizou-se 0,90 m. As tensões aplicadas pela sapata foram de 200 kPa, sendo este o limite máximo sugerido pela FHWA (Berg *et al.*, 2009). Para a sapata de 0,90 m, foi aplicada a tensão de 135 KPa.

Figura 14 – Ilustração do muro portante hipotético de solo reforçado.



4.1.Efeito da rigidez à tração dos reforços ($U.J$)

Os efeitos da rigidez à tração dos reforços no comportamento do muro portante de solo reforçado e com espaçamentos uniformes foram analisados para o intervalo de rigidez global de 680 kN/m² a 2722 kN/m². Os efeitos do aumento da rigidez já foram retratados em diversos estudos (Ambauen *et al* 2016; Zheng *et al.*, 2016, 2017, 2018; Abu-Farsakh *et al.*, 2019), no entanto, este item tem como proposta fornecer embasamento e suporte à análise e à discussão dos demais itens. O modelo de referência possui espaçamento entre os reforços (S_v) de 0,45 m e rigidez à tração dos reforços (J) de 350 kN/m. Para o estudo paramétrico a rigidez variou entre 350 kN/m, 700 KPa, 1050 kN/m e 1400 kN/m.

Os dados apresentados são divididos em dois momentos após o fim da execução do muro (EOC) e após a aplicação da sobrecarga (EOL). Para o instante EOL, a sapata, com comprimento (B) de 0,60 m, aplicou uma tensão de 200 kPa. As variáveis das estruturas

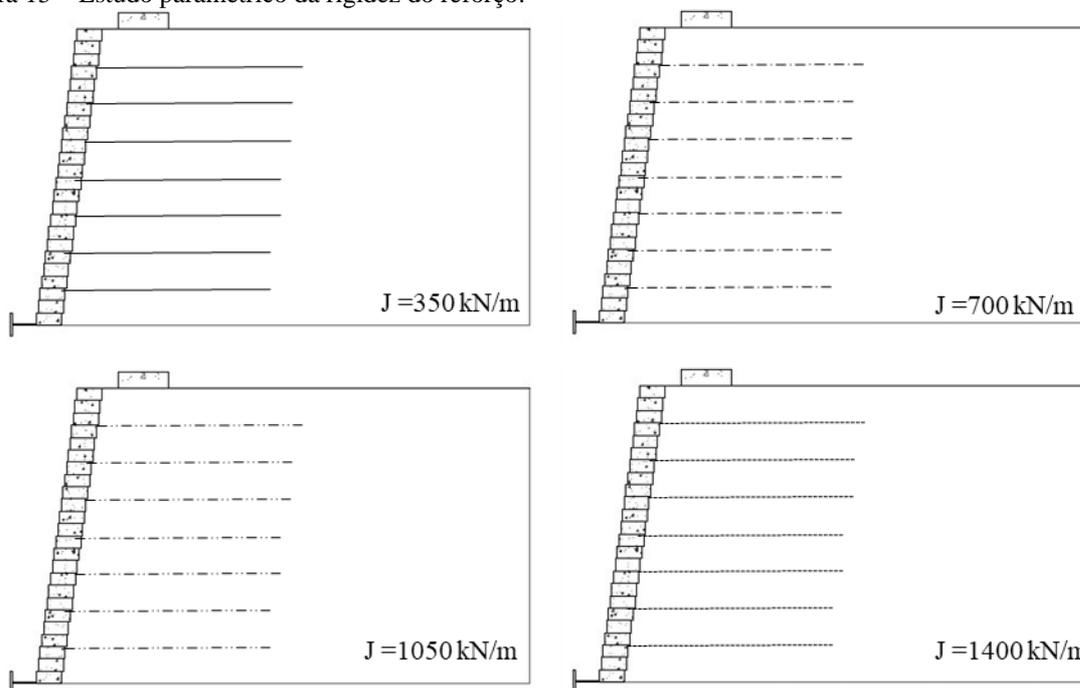
compreendidas nesta seção são apresentadas na **Tabela 3** e as variações paramétricas são apresentadas na **Figura 15**.

Tabela 3: Variáveis para o estudo do efeito da rigidez de tração dos reforços

Modelo	Nome	Sobrecarga (KPa)	B (m)	S_v (m)	J (kN/m)	S_{index} (kN/m ²)	T_f (kN/m)
U.J	J-350 kN/m	200	0,60	0,45	350	680	35
U.J	J-700 kN/m	200	0,60	0,45	700	1361	70
U.J	J-1050 kN/m	200	0,60	0,45	1050	2041	105
U.J	J-1400 kN/m	200	0,60	0,45	1400	2722	140

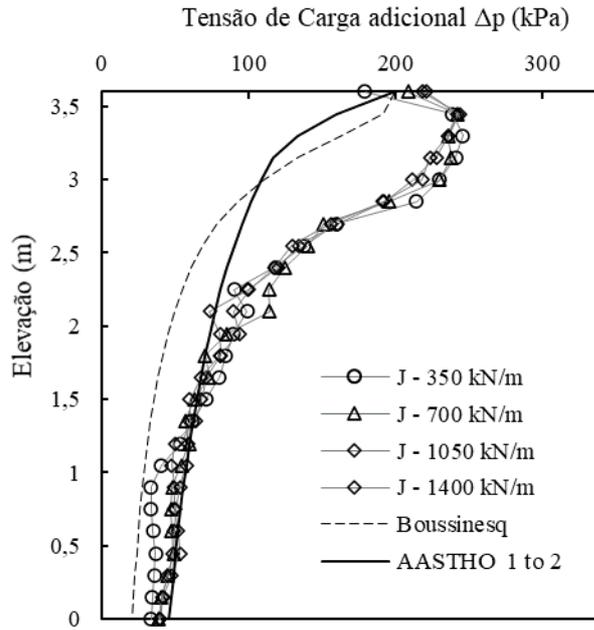
B – Comprimento da sapata; J – módulo de rigidez à tração do reforço; S_v – espaçamento entre reforços; S_{global} – módulo de rigidez global do muro; T_f – carga máxima de tensão do reforço.

Figura 15 – Estudo paramétrico da rigidez do reforço.



Na **Figura 16**, é apresentado o acréscimo de tensão vertical ao longo da altura da estrutura. As tensões apresentadas foram retiradas da seção correspondente à projeção do centro da sapata, distanciada a 50 cm da face. A circunstância apresentada é EOL, ou seja, após a aplicação da sobrecarga de 200 kPa. A **Figura 16** também apresenta a distribuição de tensão vertical calculada pelo método da AASHTO 2 to 1 (AASHTO, 2012) e pelo método da FHWA (Adams *et al.* 2011), pela teoria de Boussinesq.

Figura 16 – Acréscimo de tensão vertical para diferentes módulos de rigidez à tração do reforço.



O método analítico AASHTO 2 to 1 é em função da tensão aplicada e geometria da estrutura (AASHTO, 2012), e pode ser calculado pela **Equação 0.1**.

$$\Delta p = \frac{P_v}{D_1} \quad \text{Equação 0.1}$$

Onde P_v é a carga por metro aplicada pela sapata, e D_1 é o comprimento efetivo da tensão aplicada pela profundidade. O cálculo do comprimento efetivo em função da profundidade em relação à sapata é fornecido por **Equação 4.2** e **Equação 4.3**:

$$D_1 = B + z ; z < z_2 \quad \text{Equação 0.2}$$

$$D_1 = \frac{B + z}{2} + d ; z > z_2 \quad \text{Equação 0.3}$$

Sendo D_1 fornecido por **Equação 0.2** e **Equação 0.3**.

$$D_1 = B + z ; z < z_2 \quad \text{Equação 0.2}$$

$$D_1 = \frac{B + z}{2} + d ; z > z_2 \quad \text{Equação 0.3}$$

Onde B é a largura da sapata, z é a profundidade em relação à sapata e z_2 e d são parâmetros fornecidos por **Equação 0.4** e **Equação 0.5**, também em função da distância da face à sapata, a_b .

$$d = \frac{B}{2} + a_b \quad \text{Equação 0.4}$$

$$z_2 = 2 \cdot d - B \quad \text{Equação 0.5}$$

Pela teoria de Boussinesq, o método analítico da FHWA é apresentado em Adams *et al.* (2011). A tensão horizontal é fornecida pela Equação 6.

$$\sigma_{h,q} = \frac{q}{\pi} \cdot [\alpha + \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha + 2 \cdot \beta)] [\alpha + \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha + 2 \cdot \beta)] \cdot K_a \quad \text{Equação 6}$$

Onde $\sigma_{h,q}$ é a tensão horizontal, q é a tensão aplicada, K_a coeficiente de empuxo ativo, α e β são os ângulos apresentados na **Figura 17**, fornecidos respectivamente por **Equação 7** e **Equação 8**.

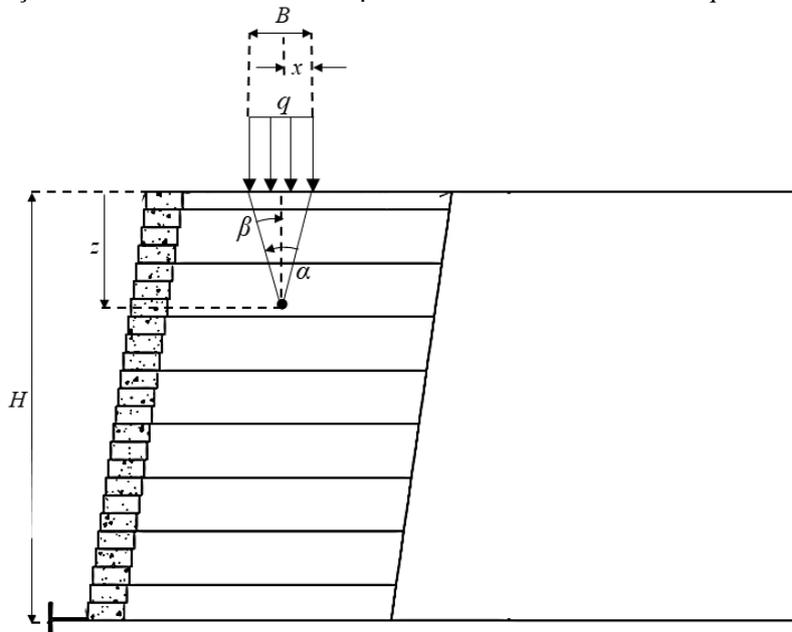
$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{x}{z}\right) - \beta \quad \text{Equação 7}$$

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{x - b_q}{z}\right) \quad \text{Equação 8}$$

Sendo x a distância horizontal da borda mais distante da face ao ponto de interesse, z a distância vertical do ponto de interesse à base da sapata e b_q é a largura da sapata. Para a obtenção do acréscimo de tensão vertical devido à sobrecarga, adotou-se x como a metade da largura da sapata, e isolou-se a tensão vertical utilizando a **Equação 6**, resultando assim na **Equação 9**

$$\sigma_v = \frac{\sigma_{h,q}}{K_a} = \frac{q}{\pi} \cdot [\alpha + \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha + 2 \cdot \beta)] [\alpha + \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha + 2 \cdot \beta)] \quad \text{Equação 9}$$

Figura 173 – Ilustração do cálculo da tensão lateral pelo método FHWA- Boussinesq



Fonte: Modificado de Adams *et al.* (2011)

Por fim, na **Figura 16**, os acréscimos de tensões verticais foram superiores na região logo abaixo da sapata, sendo dissipados à proporção que se aproxima da base da estrutura.

Nota-se que os módulos de rigidez dos reforços não alteraram de modo significativo a distribuição das tensões verticais. Outro ponto importante para se notar é o acúmulo de tensões. Com o recalque da sapata, a região central demandou uma maior rigidez, logo uma maior tensão em relação à região periférica (SALGADO, 2008; ZORNBERG *et al.*, 2018). Consequentemente, os métodos tiveram maior aproximação nas menores elevações, sendo que o método AASHTO 2 to 1 o que mais se aproximou do resultado numérico. Além disso, o método AASTHO 2 to 1 apresentou, para as configurações analisadas, conservadorismo na previsão de tensões na porção interior da estrutura, enquanto subdimensiona a região de proximidade com o topo da estrutura, na comparação com o método da FHWA- Boussinesq.

A **Figura 18.a** e a **Figura 18.b** apresentam os deslocamentos da face ao longo de sua altura, respectivamente para os instantes EOC e EOL. No contexto EOC, os maiores deslocamentos ocorreram na parte central da altura do muro, além disso, a variação da rigidez apresentou pouca influência no desempenho da estrutura, indício de que a mesma está superdimensionada para as configurações propostas. Para o instante EOL, os maiores deslocamentos foram observados próximos ao topo da estrutura, e como esperado, o aumento do módulo rigidez à tração do reforço influenciou significativamente o deslocamento máximo, apresentando maiores deslocamentos para os módulos de menor rigidez. Nota-se que a diminuição do deslocamento da face devido ao aumento da rigidez dos reforços ocorreu de modo mais acentuado nas regiões superiores. Os valores de deslocamento da face máxima foram respectivamente de 44 mm, 21 mm, 15 mm e 11 mm para modelos J-350 kN/m, J-700 kN/m, J-1050 kN/m e J-1400 kN/m. É interessante notar que não há uma linearidade na tendência de redução dos deslocamentos com o aumento da rigidez do reforço. Ao dobrar a rigidez de 350 kN/m para 700 kN/m a redução do deslocamento foi significativa, enquanto valores de rigidez maiores que 700 não mudaram expressivamente os deslocamentos.

Figura 19.a e **Figura 19.b** apresentam os efeitos do módulo de rigidez à tração dos reforços no deslocamento vertical no topo da estrutura ao longo do comprimento do reforço, para as condições após construção (EOC) e após aplicação da sobrecarga (EOL). Para o instante EOC, os módulos de rigidez à tração dos reforços apresentaram pouca influência no deslocamento vertical, e, enquanto para o instante EOL, como esperado, o aumento do módulo rigidez à tração do reforço reduziu significativamente o recalque da sapata. Os deslocamentos verticais máximos foram para os respectivos modelos J-350 kN/m, J-700 kN/m, J-1050 kN/m e J-1400 kN/m igual a 60 mm, 38 mm, 31 mm e 27 mm. Observa-se grande sensibilidade das deformações verticais perante a rigidez interna das estruturas. Assim como a análise da

deformação da face, as magnitudes obtidas para as diferentes configurações serão analisadas e discutidas no **Capítulo 0**.

Figura 18 - Efeito do módulo de rigidez à tração do reforço no deslocamento da face (a) EOC e (b) EOL.

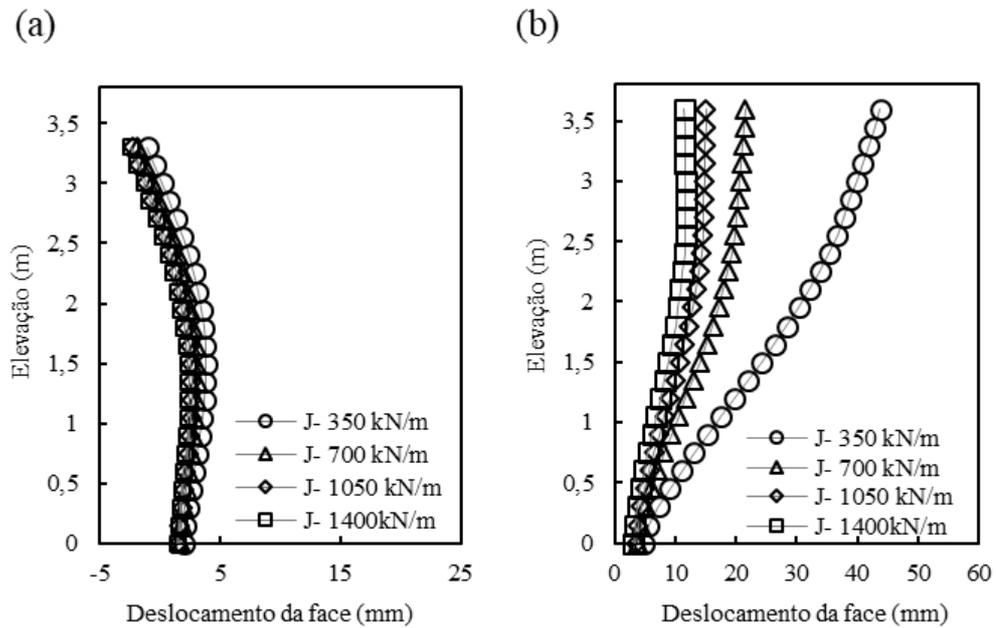
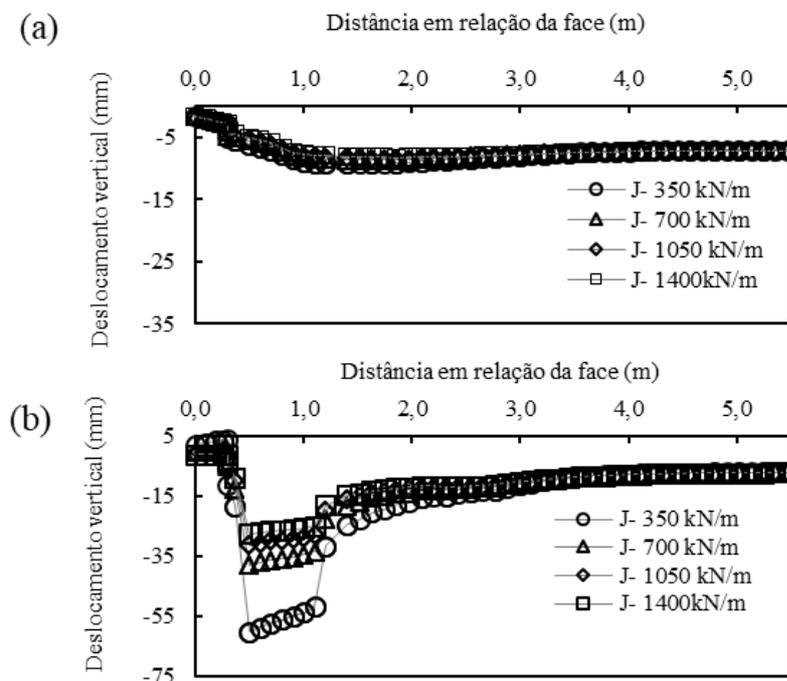


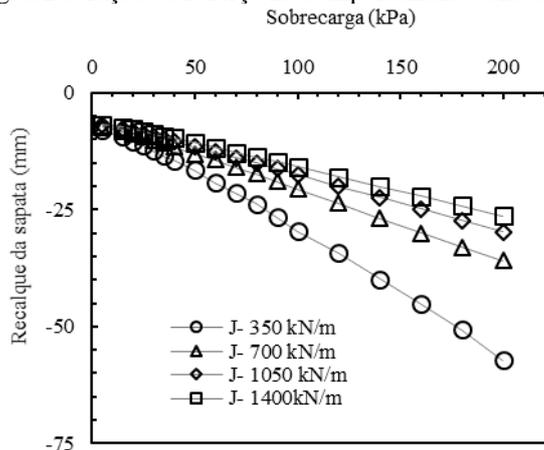
Figura 19 - Efeito do módulo de rigidez à tração do reforço no recalque da sapata (a) EOC (b) EOL



A **Figura 20** apresenta os efeitos do módulo de rigidez à tração no comportamento tensão-recalque da sapata. Como esperado, as estruturas de maior rigidez são as que também possuem os módulos de rigidez à tração mais elevados. Sendo o comportamento tensão-deformação linear para o intervalo de tensões analisados (sobrecarga de 0 a 200 kPa), buscou-

se correlacionar o módulo de rigidez à tração com a rigidez da estrutura. Os módulos de rigidez secante da sapata corresponderam a 4,0 MPa/m; 6,8 MPa/m; 8,5 MPa/m; 10 MPa/m para os respectivos modelos J-350 kN/m; J-700 kN/m; J-1050 kN/m e; J-1400 kN/m. O intervalo compreendido está de acordo com a literatura, como é observado em Nick *et al.* (2013), Helwany *et al.* (2007) e Wu e Adams (2001).

Figura 20 - Efeito do módulo de rigidez à tração do reforço no comportamento tensão-recalque da sapata



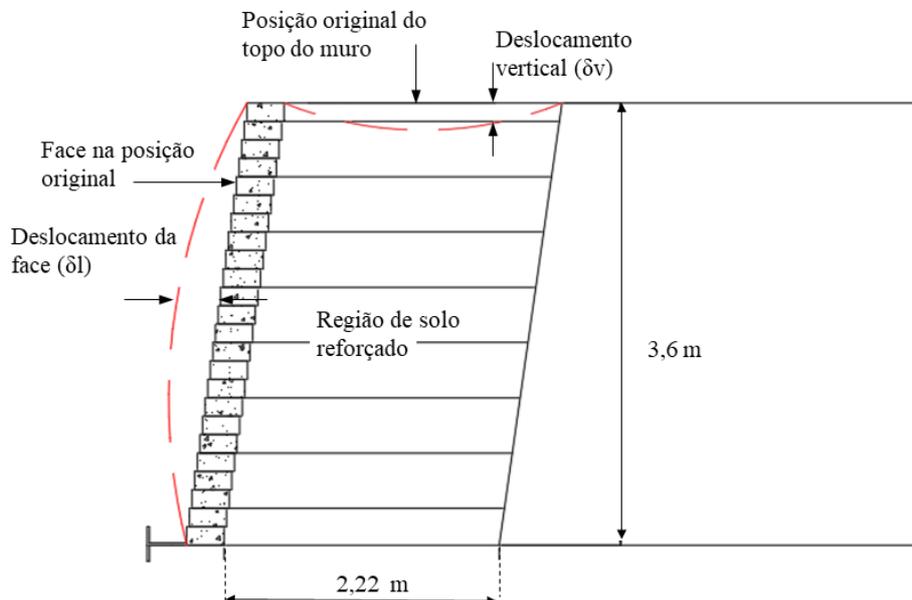
A complexidade das estruturas portantes de solo reforçado dificulta o entendimento de seu comportamento. Os critérios de desempenho, como deformação lateral da face e recalque da sapata, apesar de serem avaliados separadamente, não correspondem ao ideal. Baseado em 348 pontes convencionais e análises teóricas, Moulton *et al.* (1985) concluíram que os riscos às estruturas são maiores quando a movimentação lateral é acompanhada do recalque da sapata, do que quando se movimenta por si só. Em vista disso, busca-se compreender a expansão lateral juntamente à compressão vertical ocorrida no maciço de solo reforçado.

Adams *et al.* (2002) conduziram uma série de *piers test* de solo reforçado e, analisando as deformações verticais e laterais, propuseram que o volume da estrutura reforçado é constante durante toda a aplicação de sobrecarga. Dessa observação, Adams *et al.*, (2002) sugerem um método de volume constante utilizado para prever as máximas deformações laterais de estruturas reforçadas. Neste estudo também será empregada a análise propostas pelo autor.

Para o cálculo proposto por Adams *et al.*, (2002), deve-se determinar as limitações da área considerada nas análises, sendo está de grande influência nos resultados, como zona de solo reforçado, apresentado na **Figura 21**. Desse modo, o volume inicial (ε_0) considerado é calculado pela multiplicação do comprimento do reforço pela altura do muro ($3,6 \text{ m} \times 2,22 = 8 \text{ m}^3/\text{m}$). Já a variação volumétrica vertical ($\Delta V_{vertical}$) é determinada como a somatória dos deslocamentos verticais ao longo da superfície do muro até o limite do solo reforçado e a

variação volumétrica lateral ($\Delta V_{lateral}$) é determinada pela somatória dos deslocamentos horizontais da face ao longo de toda altura do muro. A **Figura 21** apresenta uma representação gráfica dos volumes considerados.

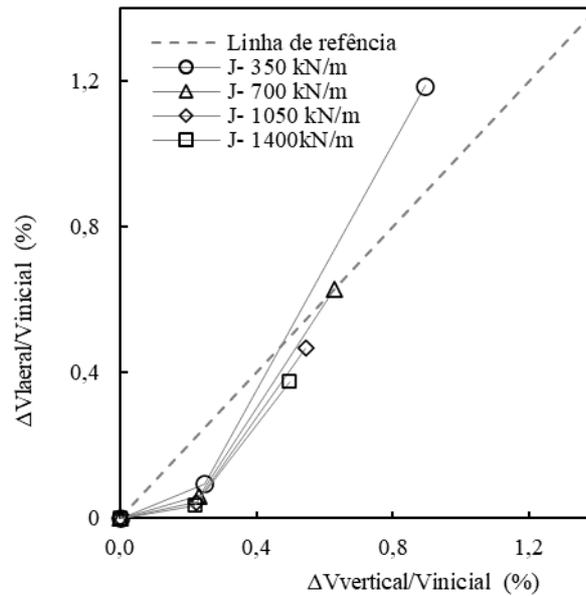
Figura 21 - Representação gráfica das deformações da estrutura



Na **Figura 22**, apresenta-se o efeito do valor de rigidez à tração dos reforços nas deformações volumétricas da estrutura. Os modelos são apresentados nos gráficos no seguinte modo: no instante após execução do muro (EOC), graficamente pelo primeiro ponto, e no instante após a aplicação da sobrecarga (EOL), graficamente pelo segundo ponto. As variações volumétricas foram normalizadas pelo volume inicial e a linha de referência indica variação de volume igual a zero. Desse modo, acima da linha de referência representa uma expansão lateral, enquanto abaixo é indicativo da compressão vertical.

Nota-se que o volume total da estrutura não permaneceu constante como proposto por Adams *et al.* (2012). No instante EOC, a estrutura apresentou uma compressão vertical e não se observou efeito significativo da rigidez dos reforços na variação volumétrica. Contudo, para o instante EOL, o módulo de rigidez do reforço influenciou consideravelmente as variações volumétricas. Para o modelo numérico de menor módulo de rigidez, o volume decorrente das deformações horizontais foi superior às decorrentes pelas deformações verticais. No entanto, à medida que o módulo de rigidez à tração do reforço aumentou, a expansão lateral era reduzida em maior grau, em relação à compressão vertical, indicativo que o incremento no valor de rigidez dos reforços foi mais efetivo na diminuição das deformações laterais. A redução da expansão lateral foi maior tanto em módulo quanto proporcionalmente às deformações iniciais.

Figura 22 - Efeito do módulo de rigidez dos reforços na variação volumétrica da estrutura portante reforçada



As cargas máximas nos reforços são também um parâmetro primordial para o bom dimensionamento da estrutura de solo reforçado. Os resultados numéricos das cargas máximas obtidas foram comparados a métodos analíticos, para cada instante (EOC, EOL).

Para o contexto EOL, dentre os cálculos analíticos propostos na literatura, foram selecionadas três metodologias. As metodologias selecionadas distinguem pela consideração da distribuição da carga e pela abordagem distinta devido aos espaçamentos entre reforços. Os métodos analisados são os apresentados pela AASTHO (2017), conhecido como *tie-back*, com acréscimo de tensão calculado pelo método de Boussinesq, e com o acréscimo de tensão calculado pelo método AASTHO 2 to1, e NCHRP (2018). Outro método igualmente importante foi proposto por FHWA (2018, 2012), no entanto, as características do material de aterro utilizadas para estrutura inviabilizam a aplicação do método à estrutura. Nesta seção, o método proposto pela NCHRP não será discutido, pois as formulações empregadas não variam se diferem do método apresentado pela AASTHO (2017), para espaçamentos maiores que 0,40 m.

A aplicação do método *tie-back*, apresentado pela AASTHO (2017), considerou o acréscimo de carga calculado pelo método AASTHO 2 to1. O método, que foi inicialmente proposto por Yang (1972), tem a máxima carga no reforço calculada por:

$$T_{max} = S_v \cdot \sigma_h \quad \text{Equação 10}$$

Onde S_v é o espaçamento entre os reforços e σ_h é a tensão horizontal calculada pela teoria de Rankine para o estado ativo do solo. Portanto, a relação entre tensão horizontal é

diretamente relacionada com a carga máxima nos reforços, teoricamente desconsiderando o efeito da rigidez dos reforços no desenvolvimento da condição ativa do solo.

Para o instante EOC, foi considerado o método *tie-back* e o método *K-stiffness*. O método *K-stiffness* considera o equilíbrio da estrutura nas condições de trabalho. Proposto por Allen *et al.* (2003) e Bathurst *et al.* (2005), o método é fornecido pela seguinte formulação:

$$T_{max} = \frac{1}{2} \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot (H + S) \cdot S_v \cdot D_{tmax} \cdot \phi_{fs} \cdot \phi_{fb} \cdot \phi_c \quad \text{Equação 11}$$

Onde “ K_0 ” é o coeficiente de empuxo de repouso, “ H ” é a altura do muro, “ S ” é a altura equivalente de terra para a consideração de sobrecarga uniforme “ q ” ($S = q/\gamma$), S_v é o espaçamento vertical entre os reforços, “ D_{tmax} ” é o fator de distribuição de carga que a modifica no reforço baseado na localização da camada e “ ϕ_g ” é o efeito da rigidez global do reforço, sendo fornecido pela Equação 12:

$$\phi_g = \alpha \cdot \left(\frac{S_{global}}{p_a} \right)^\beta \quad \text{Equação 12}$$

Onde “ p_a ” é a pressão atmosférica igual 101 kPa, S_{global} é rigidez global da estrutura, os coeficientes “ α ” e “ β ” são constantes com módulos iguais a 0,25, “ ϕ_{local} ” é o efeito da rigidez local do reforço e representa a rigidez local do reforço para determinada camada “ i ”, sendo calculado da seguinte forma:

$$\phi_{local} = \left(\frac{S_{local}}{S_{global}} \right)^a \quad \text{Equação 13}$$

Os parâmetros “ ϕ_{fs} ” e “ ϕ_{fb} ” são os fatores que levam em consideração respectivamente a rigidez e a inclinação da face. Para a obtenção do parâmetro “ ϕ_{fs} ”, utiliza-se a formulação:

$$\phi_{fb} = \left(\frac{K_{abh}}{K_{avh}} \right)^a \quad \text{Equação 14}$$

Onde, “ K_{abh} ” e “ K_{avh} ” são os coeficientes de empuxo na componente horizontal e vertical, respectivamente. O parâmetro “ d ” é uma constante adimensional e é sugerido adotar o valor de

0,5 (WSDOT, 2012). De acordo com a AASTHO (2007), o coeficiente de empuxo “ K_{avh} ” pode ser fornecido pela seguinte equação:

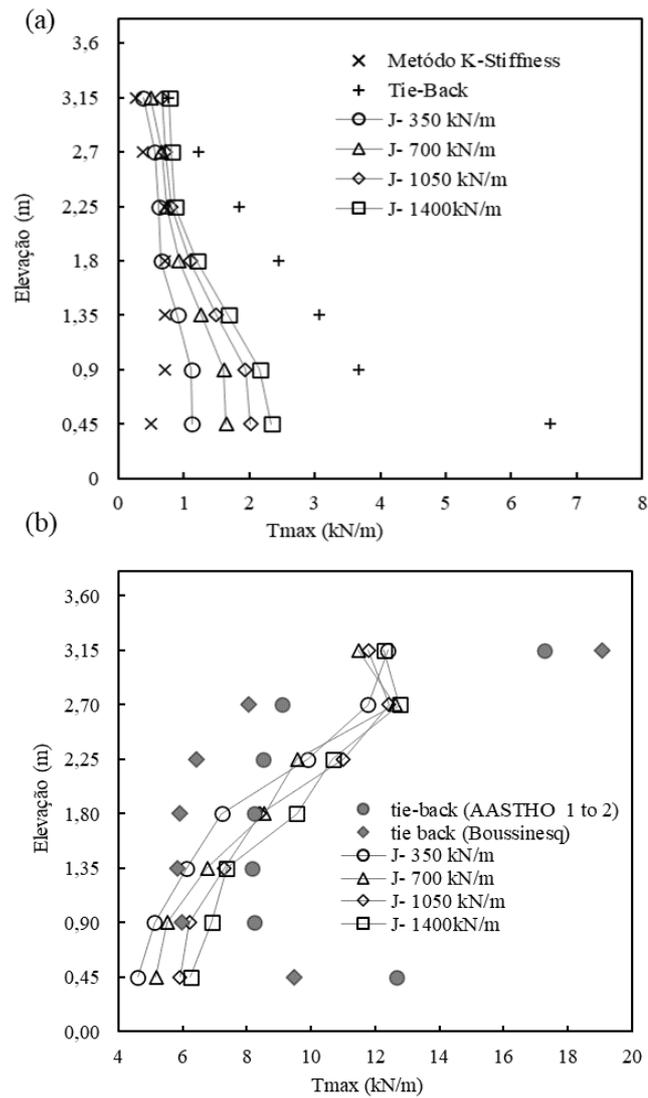
$$K_{ab} = \frac{\cos^2(\theta + \omega)}{\cos^3\omega \cdot \left[1 + \frac{\sin\theta}{\cos\omega}\right]^2} \quad \text{Equação 15}$$

Sendo “ θ ” o ângulo de atrito de pico sob condições de deformação plana e “ ω ” o ângulo de inclinação da face. Portanto, o coeficiente “ K_{abh} ” pode ser obtido pela equação:

$$K_{abh} = K_{abv} \cdot \cos(\omega) \quad \text{Equação 16}$$

Somado ao método K-Stiffness, acrescenta-se as análises à equação proposta por Yang (1972), método conhecido atualmente como simplificado ou “*tie-back*”, mencionado anteriormente. Nas **Figura 23.a** e **Figura 23.b** apresenta-se a influência do módulo de rigidez à tração do reforço nas cargas máximas ($T_{máx}$) desenvolvidas ao longo da altura do muro para as condições após a construção (EOC) e após aplicação da sobrecarga (EOL). Em termos comparativos, as cargas máximas calculadas por métodos algébricos tanto para condição EOC quanto para a condição EOL são apresentadas. Como esperado, no instante EOC as cargas máximas obtidas pelo MEF aumentaram com a profundidade, chegando à proximidade máxima da base do muro. Comparativamente, o método *tie-back* se mostrou mais conservador, principalmente nas menores elevações. Já o método *k-stiffness* apresentou boa aproximação aos resultados numéricos. Ao aumentar a rigidez dos reforços, a previsibilidade do método diminuiu. Indicativo que o método não tem boa previsibilidade para estruturas superdimensionadas.

Figura 23 - Efeito do módulo de rigidez à tração do reforço no $T_{m\acute{a}x}$: (a) EOC (b) EOL

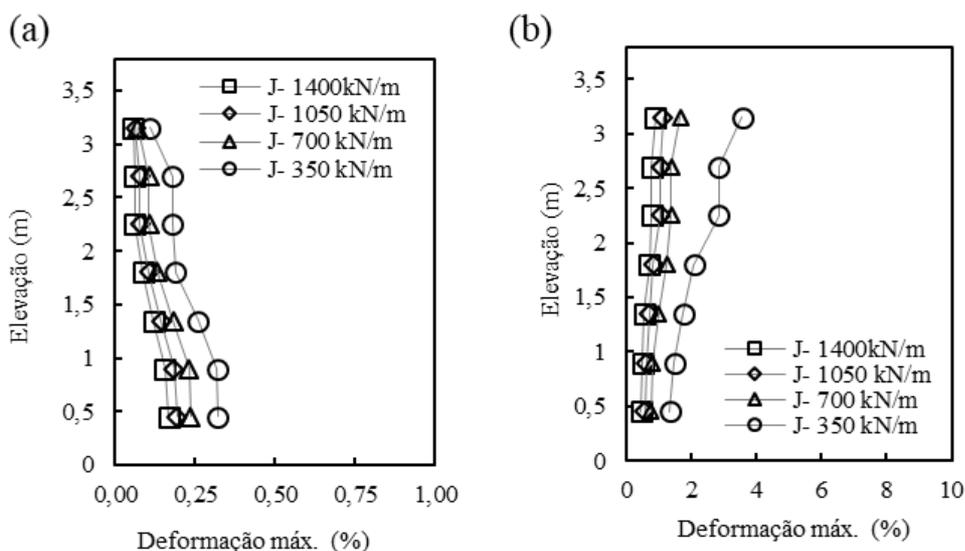


Posteriormente, no instante EOL, as maiores cargas máximas foram localizadas no topo da estrutura e diminuíram conforme se aproximavam da base, apresentando comportamento contrário ao instante anterior (EOC). O valor de rigidez à tração do reforço não alterou a forma da distribuição das $T_{m\acute{a}x}$ ao longo da altura do muro, no entanto, como esperado, os módulos de $T_{m\acute{a}x}$ foram superiores para os reforços de maior rigidez. Explica-se esse aumento nas cargas máximas devido à diminuição do deslocamento do muro, o que influenciou o maciço terroso transacionar parcialmente entre a condição ativa para a passiva. A previsão de ambos os métodos foi razoavelmente próxima, sendo que o método tie-back com carga adicional calculado pelo método AASTHO 2 to 1 apresentou melhor concordância na região central da estrutura, enquanto a metodologia que apresentou o acréscimo de carga pelo método Boussinesq apresentou resultados menos conservadores e uma maior aproximação na base da estrutura. Os métodos analisados, *tie-back*, que se baseiam no equilíbrio limite, não

apresentaram boa previsão das cargas no reforço próximo à base. Salienta-se que os métodos não consideram a influência do embutimento, o que pode ser observado no instante EOC e EOL, onde não houve uma boa previsão dos métodos nas proximidades da base.

A **Figura 24.a** e **Figura 24.b** apresentam os efeitos do módulo de rigidez à tração do reforço nas deformações máximas registradas nos reforços ($\epsilon_{máx}$) plotados ao longo da altura do muro, para as condições pós construção (EOC) e após aplicação da sobrecarga (EOL). No instante EOC, as deformações máximas aumentaram à medida que se aproximavam da base do muro, posteriormente, no instante EOL, as maiores $\epsilon_{máx}$ foram observadas no topo da estrutura e diminuíram conforme se aproximavam da face. Os aumentos do módulo de rigidez dos reforços resultaram em menores deformações e, além disso, na diminuição da amplitude de deformação dos reforços ao longo da estrutura, para ambas as condições analisadas (EOC, EOL). Nota-se também que os reforços tiveram baixa deformação no instante EOC, menores que 1%. As menores deformações no instante EOL foram superiores às maiores deformações no instante EOC.

Figura 24 - Efeito do módulo de rigidez à tração do reforço na $Def. máx$: (a) EOC (b) EOL



Em resumo, considerando os critérios de serviço, o aumento da rigidez a tração dos reforços se mostrou eficiente, considerando os níveis de deformação do reforço espera-se bom desempenho da estrutura.

4.2.Efeito do espaçamento entre reforços (S_v)

O espaçamento entre reforços é usualmente adotado de modo uniforme ao longo de toda seção do muro e representa um importante fator de projeto, estando correlacionado diretamente

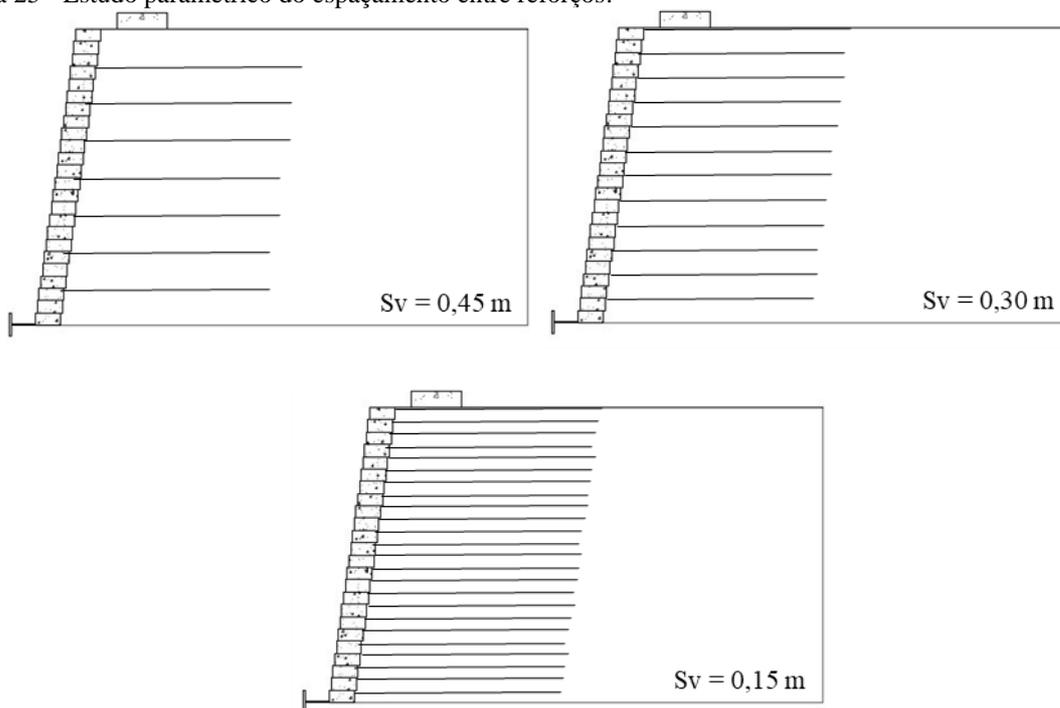
à rigidez global da estrutura de solo reforçado e, portanto, será compreendido na análise paramétrica. O modelo de referência possui espaçamento entre reforços de 0,45 m e rigidez do reforço de 350 kN/ m. Para o estudo paramétrico, o espaçamento variou entre 0,45 m; 0,30 m e 0,15 m. Nota-se que a análise compreende estruturas que se classificam como estruturas de compósitos, com espaçamentos menores que 0,30 m, e estruturas não compósitas, com espaçamentos maiores que 0,30 m. Os dados apresentados são divididos em dois momentos EOC e EOL. Considerando o momento EOL, a sapata, com comprimento (B) de 0,60 m, aplicou uma tensão de 200 kPa. A **Tabela 34** apresenta as variáveis das estruturas compreendidas nesta seção.

Tabela 4 - Variáveis para o estudo do efeito do espaçamento uniforme entre reforços

Modelo	Nome	Sobrecarga (KPa)	B (m)	Sv (m)	J (kN/m)	S _{index} (kN/m ²)	Tf (kN/m)
U.Sv	Sv - 0,45 m	200	0,60	0,45	350	680	35
U.Sv	Sv - 0,30 m	200	0,60	0,30	350	1070	35
U.Sv	Sv - 0,15 m	200	0,60	0,15	350	2235	35

B – Comprimento da sapata; J – módulo de rigidez à tração do reforço; S – módulo de rigidez global do muro; Tf – carga máxima de tensão do reforço.

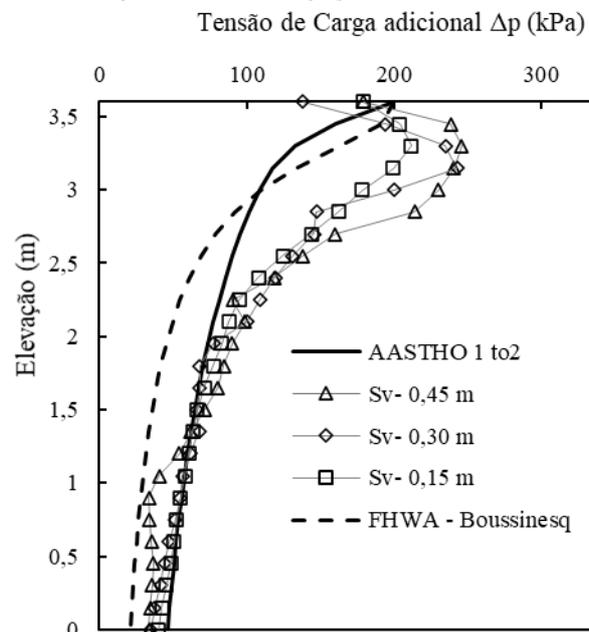
Figura 25 - Estudo paramétrico do espaçamento entre reforços.



Na **Figura 26**, é apresentado a distribuição do acréscimo de tensões verticais em razão da sapata ao longo da altura do muro. Assim como na seção anterior, a seção apresentada é referente à seção vertical por trás da face de blocos segmentais e, na intersecção com o ponto de simetria da sapata, distanciada a 50 cm da face. A circunstância apresentada é EOL e a sobrecarga foi de 200 kPa.

Observa-se na **Figura 26** que os acréscimos de tensões verticais possuem maior magnitude na parte superior do muro, diminuindo à medida que se aproximavam da base da estrutura. Diferentemente do estudo paramétrico realizado na seção anterior, nota-se que os espaçamentos (S_v) influenciaram significativamente na redução das tensões verticais adicionais. Conforme se diminuiu o espaçamento (S_v), as tensões verticais adicionais na parte superior do muro foram mitigadas, enquanto na parte inferior do muro os efeitos de S_v não foram relevantes. As influências dos espaçamentos foram relevantes para tensões verticais maiores que 120 kPa e na região de maior influência da sapata.

Figura 26 - Tensão vertical adicional para diferentes espaçamentos uniformes entre reforços.

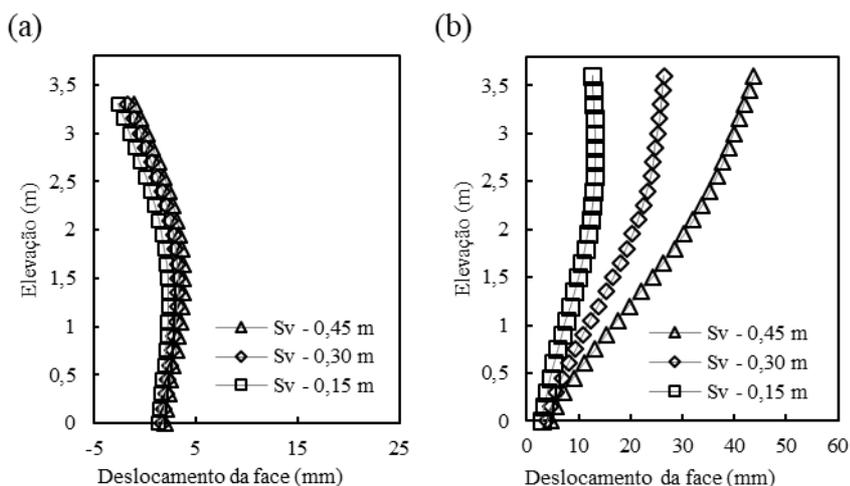


A influência dos espaçamentos adotados entre os reforços na estrutura da deformação da face é apresentada na **Figura 27**. Além da distribuição dos deslocamentos de face ao longo da altura da estrutura, também há a comparação entre os resultados pós-construção (EOC) e os após aplicação da sobrecarga EOL.

No contexto EOC, os maiores deslocamentos ocorreram na parte central da altura do muro, já para o contexto EOL, eles foram observados próximos ao topo do muro, ou seja, do ponto de aplicação de carga, assim como observado na literatura (AMBAUEN *et al.* 2016; XIE *et al.*, 2018). No entanto, enquanto para o instante EOC o espaçamento não influenciou significativamente os resultados, no instante EOL a alteração dos espaçamentos entre reforços impactou o deslocamento da face, apresentando valores significativamente menores de deformação para os menores espaçamentos. Considerando o espaçamento entre reforços com as deformações máximas obtidas, verifica-se que há uma, para os intervalos utilizados, há uma correlação linear entre as variáveis para os intervalos utilizados. Traduzindo-se a diminuição

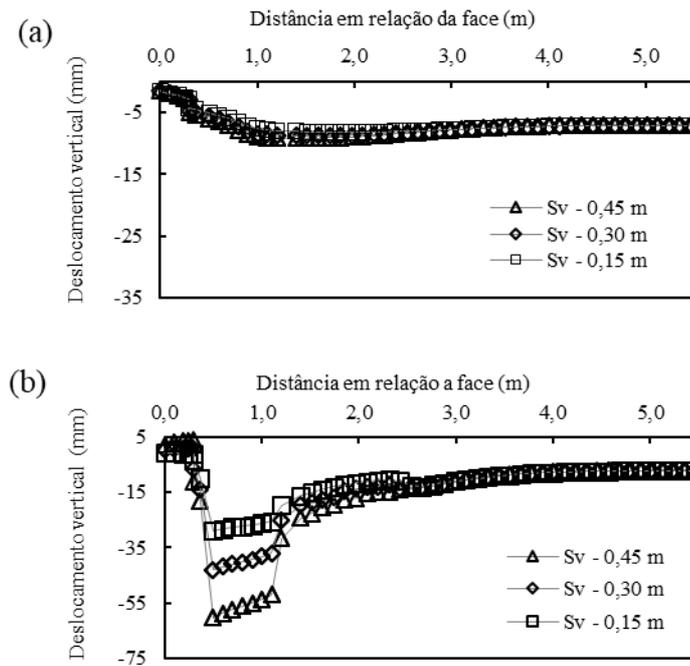
do espaçamento em aumento da rigidez global, a correlação linear se manteve. É interessante notar que a relação entre o aumento de rigidez dos reforços, para espaçamentos fixos de 60 cm (Figura 16b), e os deslocamentos relativos de face não se apresentaram lineares. Isso significa que a rigidez global não necessariamente rege o comportamento da estrutura em termos de deslocamentos de face em muros portantes, ou seja, há uma mudança de tendência de comportamento entre manter a rigidez pelo aumento da rigidez do reforço e reduzir o espaçamento entre os reforços.

Figura 27 - Efeito do espaçamento entre reforços na deformação da face: (a) EOC e (b) EOL



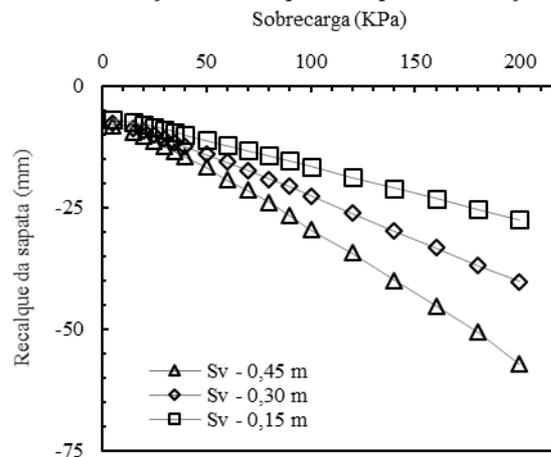
A **Figura 28.a** e **Figura 28.b** apresentam as distribuições dos deslocamentos verticais no topo da estrutura, compreendendo a projeção do recalque das sapata e a zona reforçada nas condições pós construção (EOC) e após aplicação da sobrecarga (EOL). Para o instante EOC, os espaçamentos entre reforços apresentaram pouca influência. Já para o instante EOL, os espaçamentos entre reforços influenciaram significativamente o recalque da sapata, apresentando menores deformações para os menores espaçamentos. Nota-se também considerável decréscimo do recalque da sapata ao se diminuir o espaçamento S_v de 0,45 para 0,30. Os valores obtidos serão posteriormente discutidos no **Capítulo 6**.

Figura 28 - Efeito do espaçamento entre reforços no recalque da sapata: (a) EOC (b) EOL



Na **Figura 29**, assim como na seção anterior, os efeitos do espaçamento entre reforços no comportamento tensão-recalque da sapata são apresentados. Sendo o comportamento tensão-deformação linear para o intervalo de tensões analisado, buscou-se correlacionar o módulo de rigidez à tração com a rigidez da estrutura. A rigidez da sapata foi calculada por meio da secante das retas e corresponde a 4,0 MPa/m; 6,0 MPa/m e; 9,5 MPa/m para os respectivos modelos Sv- 0,45 m; Sv- 0,30 m; e Sv- 0,15.

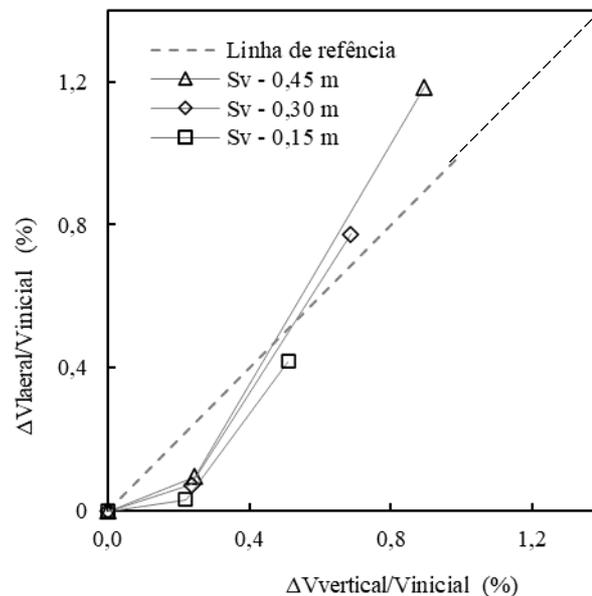
Figura 29 - Efeito do espaçamento entre reforços no recalque da sapata em relação à tensão aplicada



Analogamente à seção anterior, a **Figura 30** expõe a expansão volumétrica lateral pela compressão vertical. O instante após execução do muro (EOC) é apresentado graficamente pelo primeiro ponto, enquanto o instante pós aplicação da sobrecarga (EOL) apresentado

graficamente pelo segundo ponto. As variações volumétricas foram normalizadas pelo volume inicial e a linha de referência indica variação de volume igual a zero. Nota-se, na **Figura 30**, que o volume total da estrutura não permaneceu constante como proposto por Adams *et al.* (2012). Contudo, para o instante EOL, o espaçamento entre reforços influenciou substancialmente as variações volumétricas. Para o modelo numérico de maior espaçamento, a expansão lateral foi superior à compressão vertical. No entanto, à proporção que os espaçamentos foram reduzidos, a variação volumétrica horizontal era reduzida de forma substancial, em menor proporção, a variação volumétrica vertical também foi reduzida. Assim como observado ao incrementar J , as diminuições dos espaçamentos, S_v , foram mais eficientes, não somente na diminuição da expansão lateral em módulo, como também em relação ao valor inicial.

Figura 30 - Efeito do espaçamento entre reforços na variação volumétrica da estrutura portante reforçada



As **Figura 32.a** e **Figura 32.b** expõem as cargas máximas ($T_{\text{máx}}$) desenvolvidas ao longo da altura do muro, para as condições pós construção (EOC) e após aplicação da sobrecarga (EOL). Soma-se a análises da carga máxima o método proposto por NCHRP (2018). Em suma, o método propõe para três intervalos de espaçamentos deferentes uma formulação específica, de modo a compreender a influência de curtos espaçamentos no resultado da distribuição das cargas máximas. As formulações são apresentadas abaixo.

$$T_{\text{max}, i} = K_a \cdot Z_i \cdot \gamma \cdot S_v + \Delta\sigma_H \cdot S_v$$

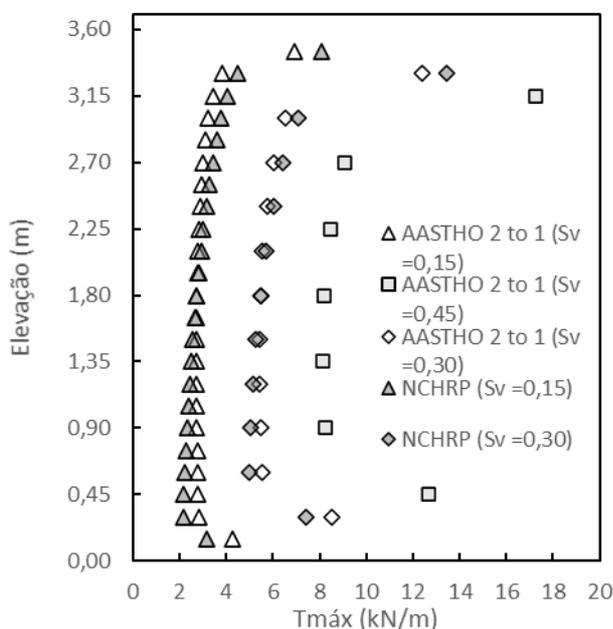
Equação 17

$$T_{max,i} = 0,5 \cdot K_a \cdot H \cdot \gamma \cdot S_v + \Delta\sigma_H \cdot S_v \quad \text{Equação 18}$$

$$T_{max,i} = K_a \cdot \gamma \cdot S_v \cdot \left[Z_i + \left(\frac{S_{v,nc} - S_v}{S_{v,c}} \right) \cdot \left(\frac{H}{2} - Z_i \right) \right] + \Delta\sigma_H \cdot S_v \quad \text{Equação 19}$$

Sendo a Equação 17 para espaçamentos maiores que 0,40 m, a Equação 18 para os espaçamentos menores que 0,20 m e a Equação 19 para estruturas com espaçamentos menores que 0,40 e maiores que 0,20 m. Na **Figura 31** é apresentada uma comparação entre os métodos analíticos para as condições analisadas. Verifica-se que, para a estrutura analisada, houve pouca diferença no valor de carga máxima previsto entre os métodos.

Figura 31 – Comparação das propostas de previsão de $T_{máx}$ da AASTHO e NCHRP.

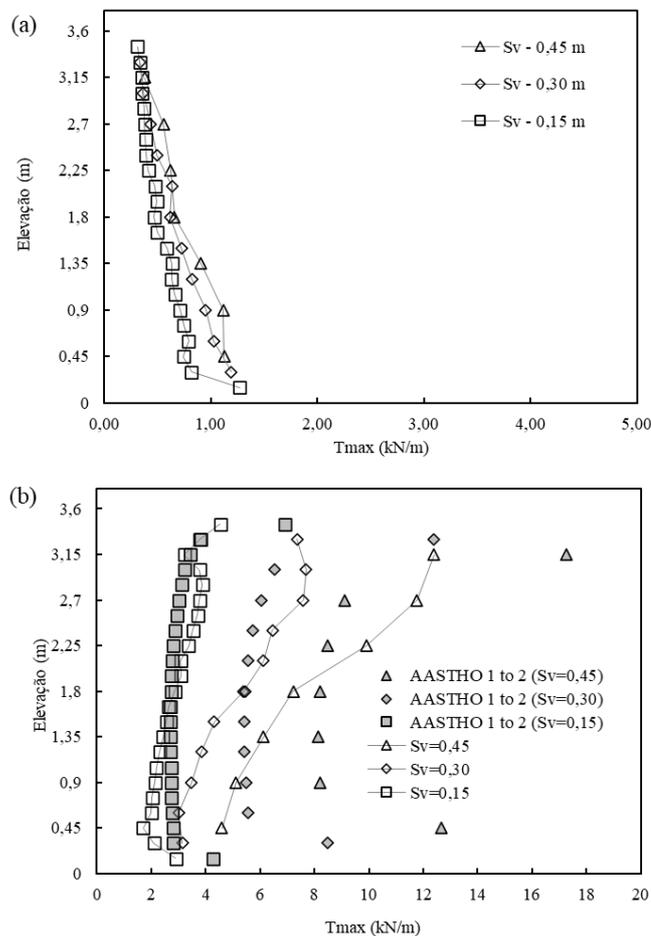


Observa-se na **Figura 32a** **Figura 32b** que o efeito do espaçamento entre reforços não alterou a forma da distribuição das $T_{máx}$ ao longo da altura, para ambos instantes EOC e EOL. Esta observação é válida exceto para os reforços próximos ao embutimento, quanto mais próximo o reforço estava do embutimento, maior foi a carga mobilizada nele. Soma-se ainda, considerando os dois instantes (EOC, EOL), ao comparar com o enrijecimento da estrutura de solo reforçado por meio do aumento da rigidez dos reforços, salienta-se que as diminuições do espaçamento dos reforços promoveram menores valores de $T_{máx}$ e também menor amplitude de $T_{máx}$ para os menores espaçamentos entre reforços, o que pode facilitar a determinação do reforço com o melhor aproveitamento, para o projetista.

A variação paramétrica revela boa previsibilidade dos métodos de previsão em relação às grandezas obtidas dos modelos numéricos, no entanto, há algumas diferenças entre os comportamentos apresentados. Como apresentado por Leschinsky *et al.* (2015) e Ambauen *et*

al. (2016), o embutimento tem efeitos significativos para o bom comportamento de muros de solos reforçados. Logo, como os métodos apresentados não consideram os efeitos do embutimento, há um superdimensionamento da região inferior do muro. Além disso, o reforço no topo da estrutura destoou da previsão do método algébrico. A diferença entre o modelo numérico e os métodos algébricos foram maiores quanto menor a elevação do primeiro reforço. O modelo numérico apresentou uma mudança em relação às cargas máximas entre os reforços próximos, ao contrário dos métodos de previsão. Indicativo de que há um mecanismo de compensação global das cargas máximas que os métodos empregados não compreenderam por completo.

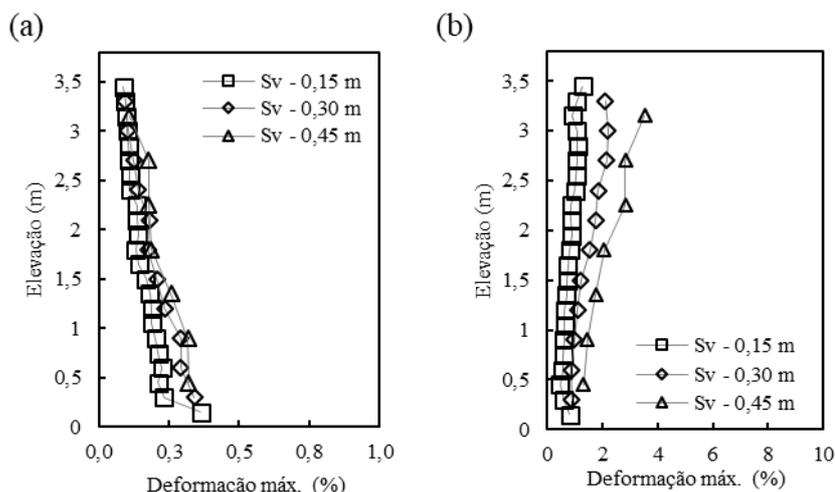
Figura 32 - Efeito do espaçamento entre reforços no $T_{m\acute{a}x}$ ao longo da estrutura: (a) Após o fim da construção da estrutura (b) Após a aplicação da sobrecarga de 200 kPa.



A **Figura 33.(a)** e **Figura 33.(b)** apresentam os efeitos do espaçamento entre reforços em relação às máximas deformações ($\epsilon.m\acute{a}x$) desenvolvidas ao longo da altura do muro, para as condições pós construção (EOC) e após aplicação da sobrecarga (EOL). No instante EOC, as deformações máximas aumentaram à medida que se aproximavam da base do muro e, posteriormente, no instante EOL, as maiores $\epsilon.m\acute{a}x$ foram observadas no topo da estrutura e diminuíram à medida que se aproximavam da face. Salienta-se que, além dos aumentos do

módulo de rigidez dos reforços resultarem em menores deformações, houve também diminuição da amplitude de deformação dos reforços ao longo da estrutura, para ambas as condições analisadas (EOC, EOL).

Figura 33 - Efeito do espaçamento entre reforços no $D_{m\acute{a}x}$ ao longo da estrutura: (a) EOC (b) EOL.



4.3.Efeito da combinação da rigidez dos reforços e do espaçamento

As estruturas de solos reforçados com espaçamentos entre reforços menores que 0,3 m podem ser definidas, de acordo com Wu e Pham (2013), como compósito de solo-reforço, apresentando comportamento distinto às estruturas com espaçamentos superiores aos 0,3 m. Os benefícios somados à solução, ao se adotar espaçamentos reduzidos, foram observados em estruturas em escala real, havendo um ganho de resistência e rigidez (WU 2001; ADAMS *et al.* 2002; WU *et al.* 2011). Nas seções anteriores, os efeitos da rigidez dos reforços e do espaçamento entre os reforços foram analisados separadamente, de modo que não permitiram uma avaliação direta dos benefícios do material compósito aplicado ao modelo numérico.

Em vista disso, o estudo paramétrico proposto para esta seção transaciona entre uma estrutura de solo reforçado com espaçamentos entre reforços reduzidos menores que 0,30 m, ou seja, caracterizando-se um compósito de solo-reforçado a uma estrutura com espaçamentos entre reforços maiores que 0,30 m, caracterizando-se pela geometria interna como não-compósito Assim, busca-se evidenciar os efeitos do compósito às condições analisadas, de modo a correlacionar se a influência das variáveis à rigidez global das estruturas fora mantida. Em suma, o módulo de rigidez global S_{index} , é definido como (ALLEN *et al.*, 2003; CHRISTOPHER e GILL, 1990):

$$S_{index} = \frac{\sum_{i=1}^n J_i}{H}$$

Onde J_i é o módulo de rigidez à tração individual para cada reforço inserido, e H é a altura do muro. Mantendo-se a rigidez global constante, variou-se S_v e J . Consequentemente, as configurações dos três modelos são: modelo S_v - J -1, possui espaçamento entre reforços de 0,45 m e rigidez dos reforços de 350 kN/m; modelo S_v - J -2, espaçamento entre reforços de 0,30 m e rigidez de 222 kN/m; modelo S_v - J -3, possui espaçamento entre reforços de 0,15 m e rigidez de 106 kN/m. Dessa forma, busca-se identificar os efeitos do material compósito para a estrutura nas condições de contorno estabelecidas, com a manutenção constante da rigidez global da estrutura. Na **Tabela 5** e **Figura 34** são apresentadas as variáveis das estruturas compreendidas no estudo paramétrico.

Tabela 5- Variáveis para o estudo da combinação entre rigidez de tração dos reforços e espaçamento entre reforços.

Modelo	Nome	Sobrecarga (KPa)	B (m)	S_v (m)	J (kN/m)	$\frac{S_{index}}{(kN/m^2)}$	Tf (kN/m)
Sv-J-1	Sv - 0,45 m; J - 350 kN/m	200	0,60	0,45	350	680	35
Sv-J-2	Sv - 0,30 m; J - 222 kN/m	200	0,60	0,3	222	680	23
Sv-J-3	Sv - 0,15 m; J - 106 kN/m	200	0,60	0,15	106	680	11

B – Comprimento da sapata; J – módulo de rigidez à tração do reforço; S_{index} – módulo de rigidez global do muro; Tf – carga máxima de tensão do reforço.

Análogo às análises propostas nas seções anteriores, a **Figura 35** apresenta o efeito da combinação de S_v e J nas tensões verticais adicionais ao longo da altura do muro, ocasionada pela sobrecarga. A circunstância apresentada é EOL e a sobrecarga aplicada foi de 200 kPa. Na **Figura 35**, observa-se que os efeitos das diferentes combinações foram mais proeminentes na parte superior, onde há uma concentração maior de carga e uma grande influência da sapata, sendo que a combinação com os menores espaçamentos apresenta menores tensões verticais. No entanto, a diferença não foi significativa, os acréscimos de tensão vertical máximo foram para os respectivos modelos Sv-0,45; J-350 kN/m, Sv-0,30; J-222 kN/m e Sv-0,15; J-106 kN/m igual a 246 kPa, 243 kPa e 228 kPa. Comparativamente à **Figura 16** e **Figura 26**, nota-se que a rigidez do reforço também influenciou o acréscimo de tensões para curtos espaçamentos.

Figura 34 - Estudo paramétrico da combinação dos parâmetros S_v e J : (a) Modelo “Sv-J-1” (b) Modelo “Sv-J-2” (c) Modelo “Sv-J-3”

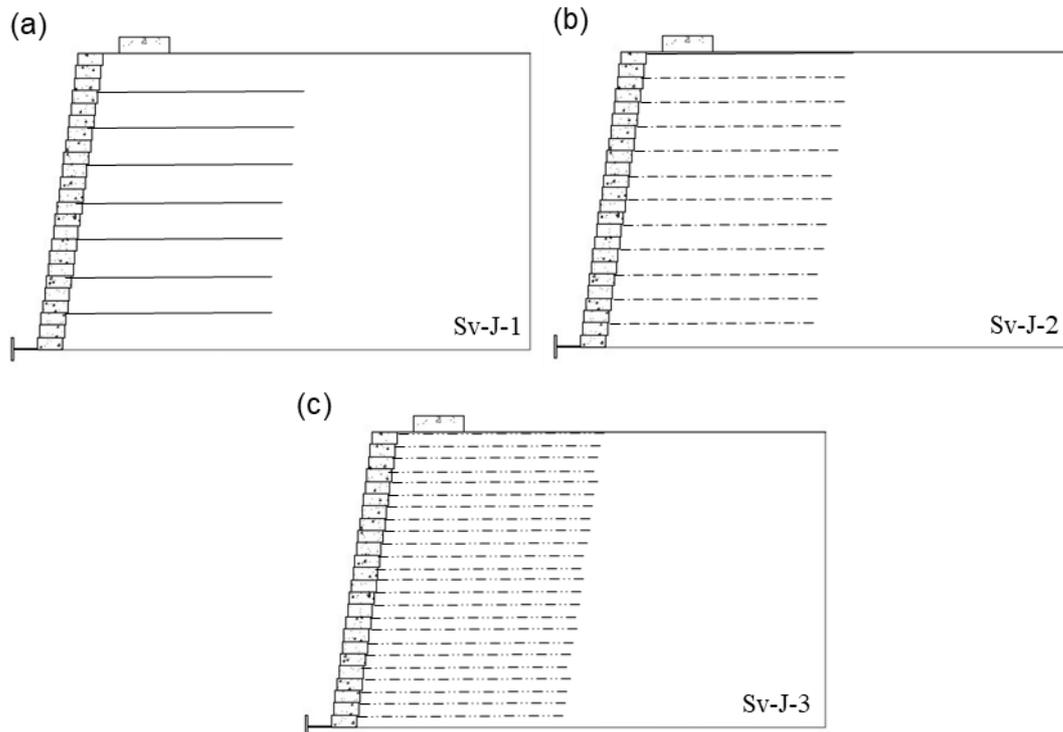
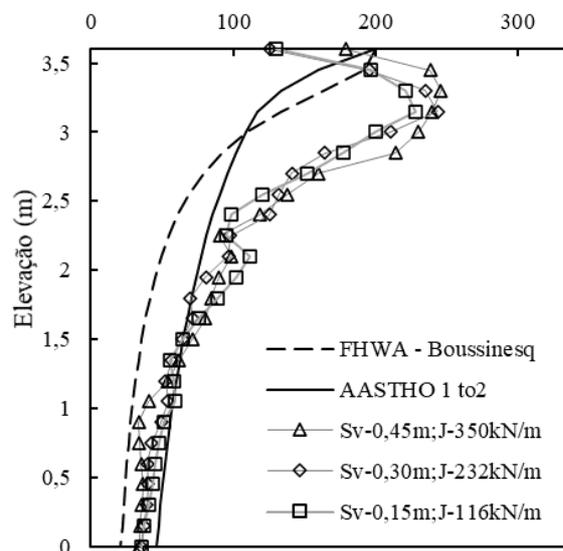


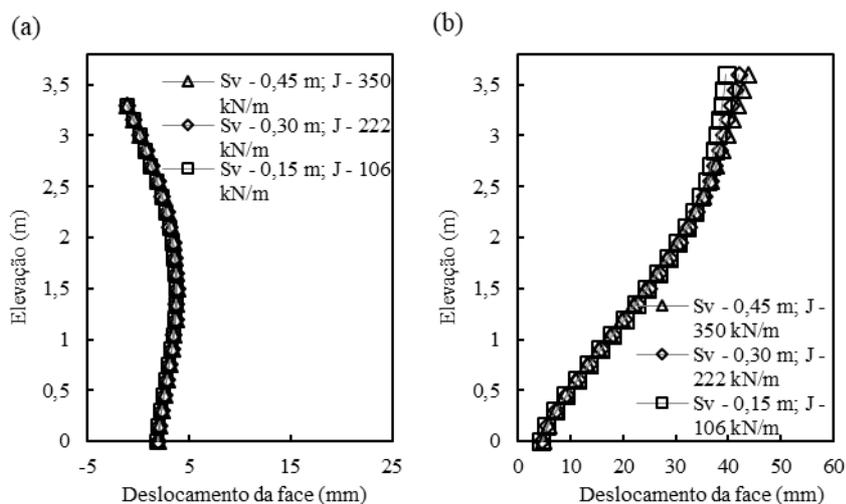
Figura 35 – Efeito da combinação de S_v e J nas tensões verticais adicionais
Tensão de Carga adicional Δp (kPa)



A **Figura 36** apresenta os deslocamentos da face pela altura do muro para as diferentes combinações de espaçamento (S_v) e rigidez (J), e com rigidez global (S_{index}) constante. No instante EOC, apresentado pela **Figura 36.a**, observa-se que as diferentes combinações de módulos de tração de reforços e espaçamentos entre reforços não apresentaram influência significativa. Porém, como avaliado nas seções anteriores, o trecho de rigidez global analisado está superdimensionado, considerando um muro de contenção não portante. Para o contexto

EOL, apresentado pela **Figura 36.b**, as diferentes combinações não apresentaram efeito significativo na deformação da face. Ao observar os modelos de menor espaçamento, uma alteração pequena de desempenho foi observada no topo do muro, pois, quanto maior a distância do primeiro reforço, maior o deslocamento no topo da estrutura. Ao associar a análise das deformações máximas dos reforços apresentada nas seções seguintes, nota-se que a diminuição do deslocamento ocorreu devido às maiores solicitações destes reforços localizados no topo da estrutura.

Figura 36 - Efeito da combinação de S_v e J no deslocamento da face (a) EOC e (b) EOL



As **Figura 37.a** e **Figura 37.b** apresentam as deformações verticais no topo da estrutura para as diferentes combinações adotadas (S_v , J), para as condições pós construção (EOC) e após aplicação da sobrecarga (EOL). Para o instante EOC, as diferentes combinações de espaçamento e rigidez tiveram pouca influência nas deformações verticais. Como esperado, a estrutura se mostrou superdimensionada para a condição sem a aplicação da sobrecarga. No instante EOL, as diferentes combinações influenciaram ligeiramente o recalque da sapata, não sendo significativo. Os deslocamentos verticais máximos foram para os respectivos modelos Sv-0,45; J-350 kN/m, Sv-0,30; J-222 kN/m e Sv-0,15; J-106 kN/m igual a 60 mm, 59 mm e 58 mm.

É apresentado na **Figura 38** os efeitos da combinação de S_v e J no comportamento tensão-recalque da sapata. Observa-se que para as condições analisadas, ao manter-se constante a rigidez global, e alterando o S_v e J , o comportamento e desempenho não foram influenciados.

Figura 37 - Efeito da combinação de S_v e J no deslocamento vertical (a) EOC (b) EOL

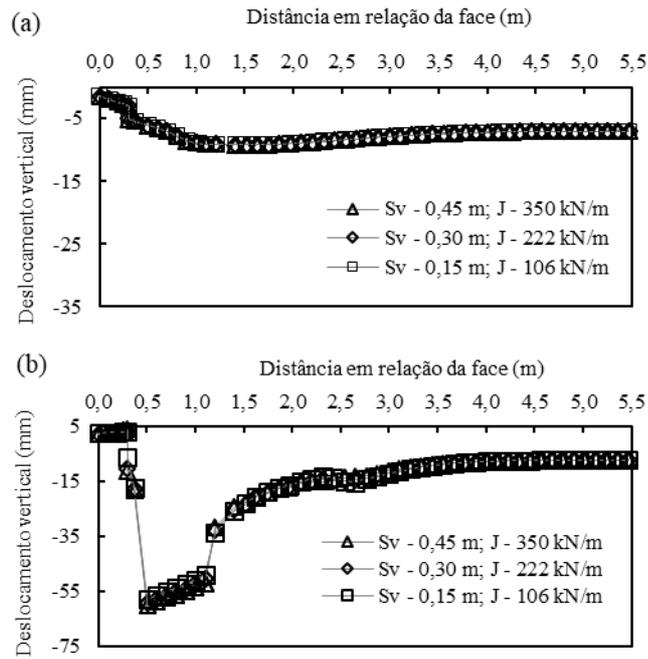
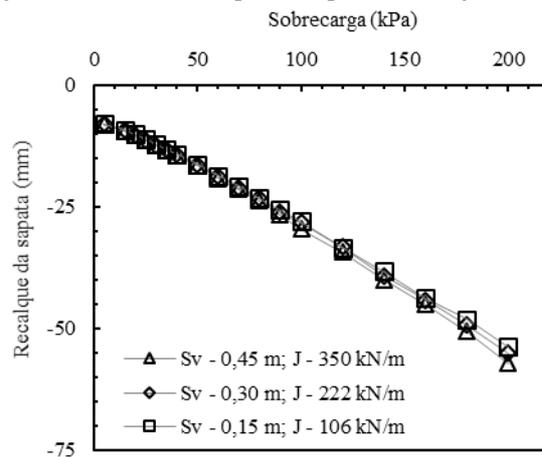


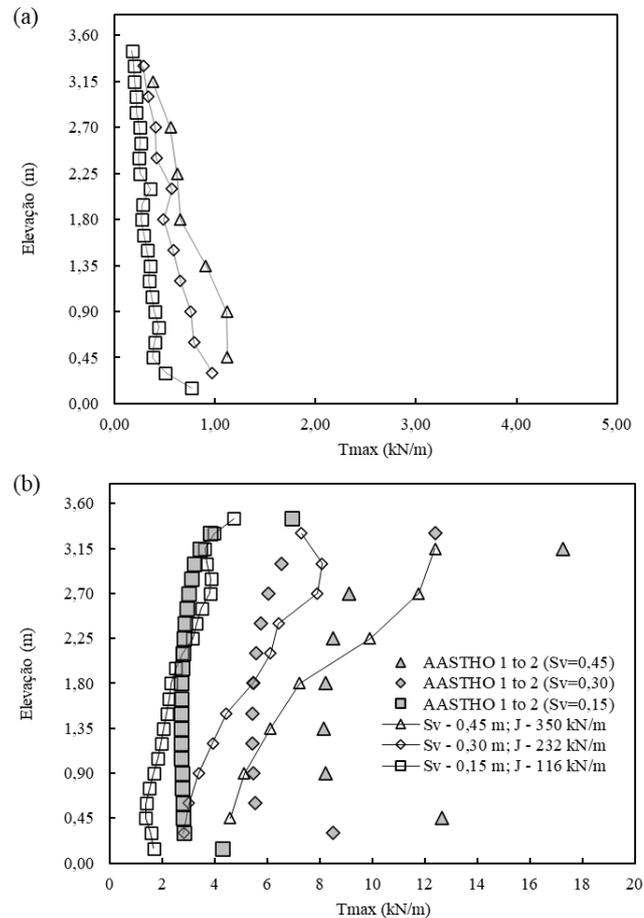
Figura 38 - Efeito da combinação de S_v e J no recalque da sapata em relação à tensão aplicada



A **Figura 39.(a)** e **Figura 39.(b)** apresentam os efeitos das combinações J e S_v em relação às tensões máximas ($T_{máx}$) desenvolvidas ao longo da altura do muro, para as condições pós construção (EOC) e após aplicação da sobrecarga (EOL). Destaca-se que, apesar de constante a deformação nos reforços, os níveis das cargas máximas foram reduzidos e a amplitude do $T_{máx}$ ao longo da estrutura foi significativamente menor, o que pode ser um ponto positivo, se considerado a influência da fluência dos materiais e distribuição das tensões. As tensões máximas foram para os respectivos modelos $S_v-0,45$; $J-350$ kN/m, $S_v-0,30$; $J-222$ kN/m e $S_v-0,15$; $J-106$ kN/m igual a 12,40 kN/m, 8,08 kN/m e 4,73 kN/m. As diferentes combinações, apesar de não alterar as distribuições das deformações máximas dos reforços ao longo da estrutura, alteraram de modo significativo os módulos de $T_{máx}$, já os métodos

algébricos, que não compreendem os diferentes módulos de rigidez dos reforços, não tiveram grandes alterações em relação ao já apresentado na **Figura 39**.

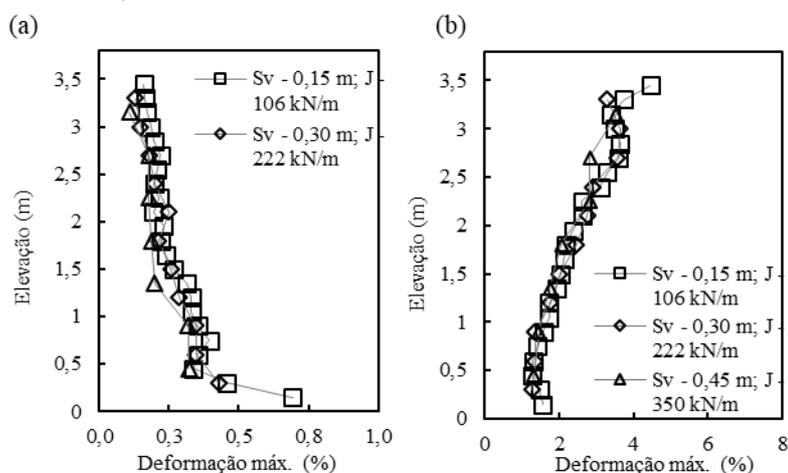
Figura 39 - Efeito da combinação de S_v e J no T_{\max} ao longo da estrutura: (a) EOC (b) EOL.



A **Figura 40.a** e a **Figura 40.b** apresentam os efeitos das combinações adotadas em relação às deformações máximas (ϵ_{\max}) desenvolvidas ao longo da altura do muro, para as condições pós construção (EOC) e após aplicação da sobrecarga (EOL). Em ambos os instantes, EOC e EOL, as diferentes combinações não alteraram de modo significativo os níveis de deformação dos reforços. No entanto, para os modelos em que há reforços mais próximos às extremidades, topo e base, houve aumento expressivo em relação aos reforços internos. Destaca-se que, apesar das cargas máximas nos reforços variarem consideravelmente para as diferentes combinações, as deformações foram essencialmente as mesmas, ou seja, temos reforços com diferentes níveis de rigidez com a mesma deformação. Ao ir além do observado para compreender os efeitos da fluência para as diferentes combinações, espera-se que adotar uma estrutura com espaçamentos menores e reforços menos rígidos tenha um ganho de desempenho a longo prazo, como sugerido por Ambauen *et al.* (2016).

Nota-se que ao manter a rigidez global, a diminuição do espaçamento não teve benefícios adicionais, considerando os critérios de serviço (deformação da face, recalque da sapata). Wu *et al.* (2013) e Helwany (2007) apontam que tais benefício do material compósito tornam-se significativos para altas sobrecargas, acima de 400 kPa. As estruturas analisadas possuem uma rigidez global de 680 kN/m² e, foi aplicado uma sobrecarga de 200 kPa. Apesar da estrutura ser subdimensionada, apresentado grandes recalques, a tensão de 200 kPa não foi suficiente para evidenciar os benefícios do material compósito

Figura 40 - Efeito da combinação de S_v e J na $\epsilon_{m\acute{a}x}$: (a) EOC (b) EOL.



4.4.Efeito do enrijecimento da parte superior do muro devido à diminuição do espaçamento (S_v)

No contexto de muros portantes de solo reforçado, as zonas abaixo da sapata são submetidas à grande influência da sobrecarga. Esta seção busca analisar os efeitos do enrijecimento da parte superior do muro, por meio da diminuição do espaçamento entre reforços. Consequentemente, a seção total do muro foi dividida em duas partes: uma parte de maior densidade de reforços, localizada na parte superior do muro, com espaçamento de 0,15 m; e uma seção de menor densidade, localizada na parte inferior, com espaçamento de 0,45 m.

Como as tensões verticais também são em função do comprimento da sapata, considerou-se uma sapata com largura de 0,60 m; e a outra com a sapata com largura de 0,90 m. As determinações das dimensões da sapata foram escolhidas de forma que a zona de maior influência da sapata fosse compreendida pela estrutura, e fosse coincidente à zona reforçada. As tensões aplicadas pela sapata com comprimento (B) de 0,60 m serão de 200 kPa e a tensão aplicada pela sapata de comprimento (B) de 0,90 m é de 135 kPa, mantendo constante a carga aplicada de 120 kN. Dessa maneira, busca-se correlacionar as distribuições das tensões ao

longo da altura do muro ao enrijecimento da parte superior da estrutura, para diferentes comprimentos de seções enrijecidas. O comprimento da seção superior (d) foi variado em: 0,00 m; 0,60 m; 0,90m 1,20 m; 1,80 m; 2,70 m e 3,60 m. A

Tabela 6 e a **Figura 41** apresentam as variáveis das estruturas compreendidas nesta seção. A nomenclatura escolhida evidência o tipo de enrijecimento, o tamanho da sapata e qual a porcentagem da altura do muro foi enrijecida.

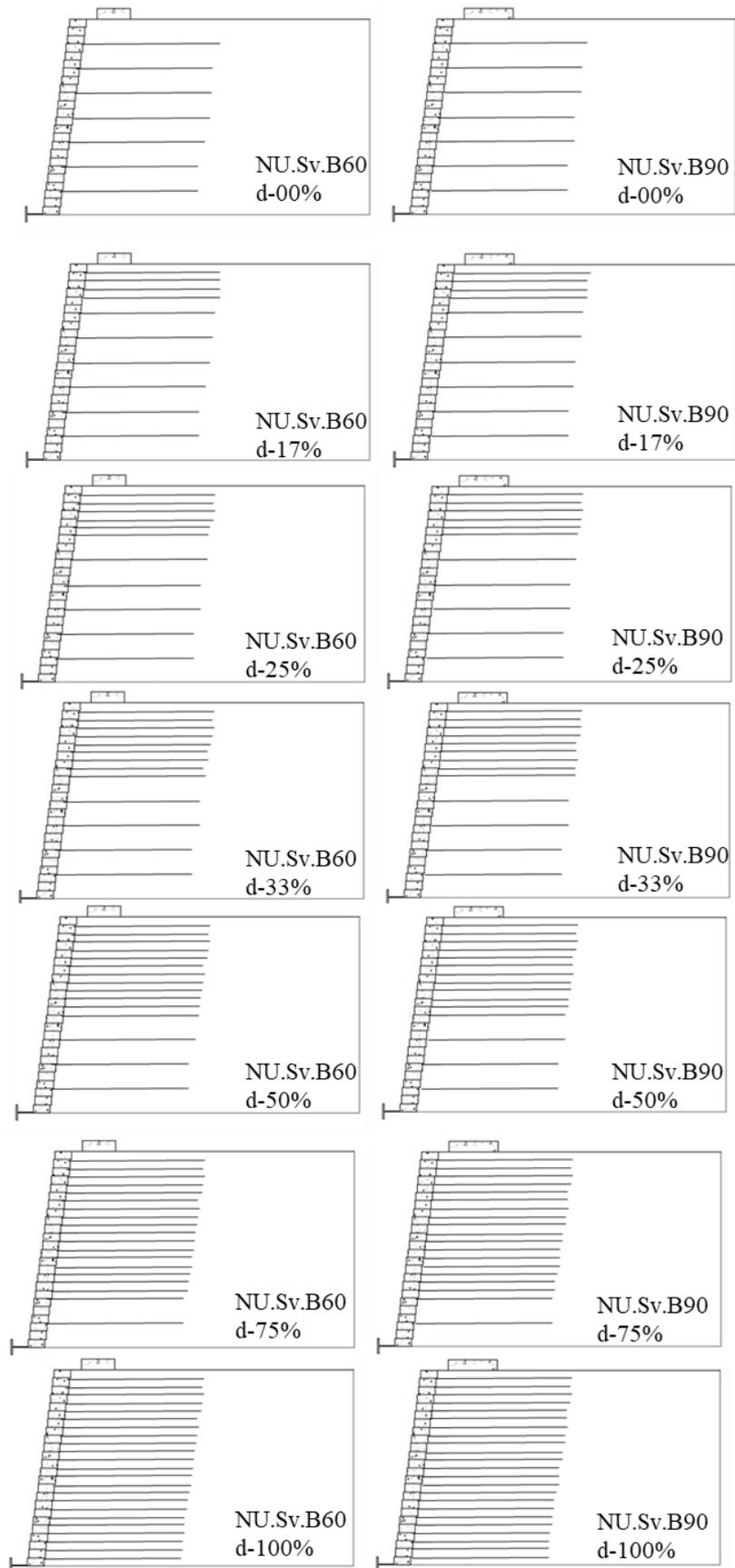
Tabela 6 - Variáveis para o estudo do efeito do enrijecimento da parte superior do muro devido à diminuição de espaçamento.

Modelo	Nome	B (m)	Sv (m)	J (kN/m)	S _{index}	Tf (kN/m)
NU.Sv.B60	d-00%	0,60	0,45	350	680	35
NU.Sv.B60	d-17%	0,60	0,45; 0,15	350	972	35
NU.Sv.B60	d-25%	0,60	0,45; 0,15	350	1069	35
NU.Sv.B60	d-33%	0,60	0,45; 0,15	350	1264	35
NU.Sv.B60	d-50%	0,60	0,45; 0,15	350	1458	35
NU.Sv.B60	d-75%	0,60	0,45; 0,15	350	1847	35
NU.Sv.B60	d-100%	0,60	0,15	350	2236	35
NU.Sv.B90	d-00%	0,90	0,45	350	680	35
NU.Sv.B90	d-17%	0,90	0,45; 0,15	350	972	35
NU.Sv.B90	d-25%	0,90	0,45; 0,15	350	1069	35
NU.Sv.B90	d-33%	0,90	0,45; 0,15	350	1264	35
NU.Sv.B90	d-50%	0,90	0,45; 0,15	350	1458	35
NU.Sv.B90	d-75%	0,90	0,45; 0,15	350	1847	35
NU.Sv.B90	d-100%	0,90	0,15	350	2236	35

B – Comprimento da sapata; J – módulo de rigidez à tração do reforço; S – módulo de rigidez global do muro; Tf – carga máxima de tensão do reforço.

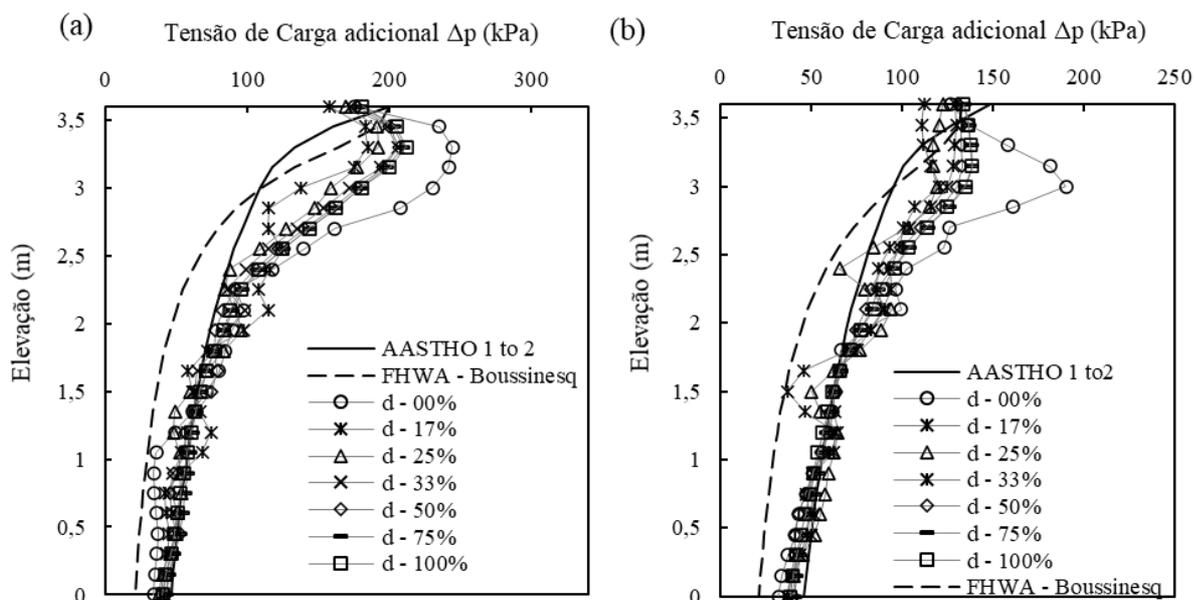
A **Figura 42** apresenta a distribuição das tensões verticais devido à sobrecarga ao longo da altura do muro. Assim como as demais seções apresentadas anteriormente, o segmento analisado é referente à intersecção vertical com o ponto de simetria da sapata, distanciada a 50 cm da face para as estruturas portantes com sapatas de largura B igual a 0,60 m e, 0,80 m para estruturas com B igual a 0,90 m. A **Figura 42a** e a **Figura 42b** apresentam, os resultados de distribuição de tensões verticais para uma sapata de comprimento 0,60 m e sobrecarga de 200 kPa, e uma sapata de comprimento 0,90 m e sobrecarga 135 kPa. Em adição aos resultados obtidos pela modelagem numérica, também é apresentado a distribuição de tensão vertical calculada pelos métodos da AASHTO 2 to 1 e FHWA-teoria de Boussinesq, havendo as alterações necessárias para cada análise.

Figura 41 - Estudo paramétrico do enrijecimento da parte superior do muro devido à diminuição do espaçamento (S_v .)



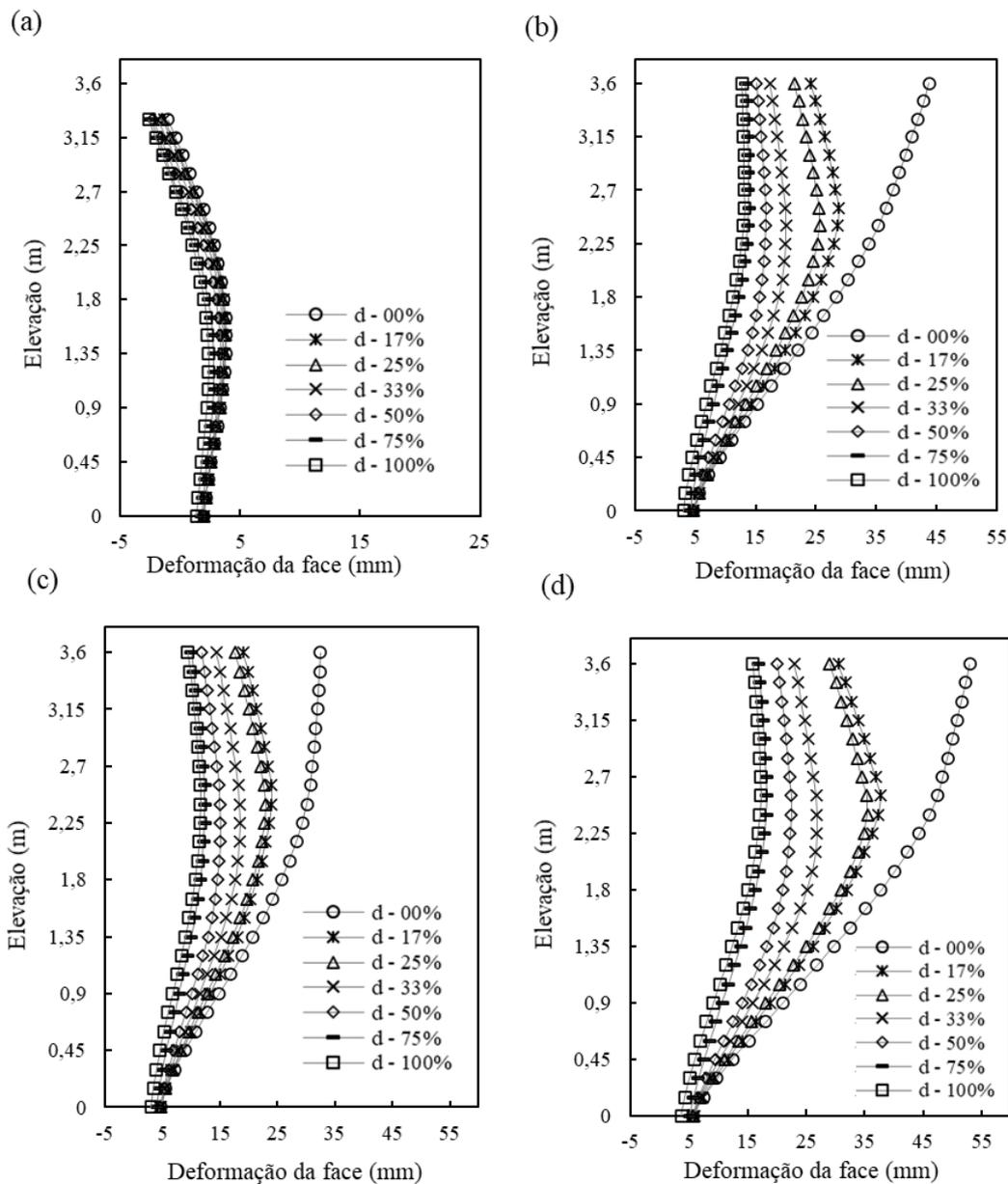
Independente da dimensão da sapata o enrijecimento da seção superior do muro (d) apresentou efeitos significativos nas tensões verticais adicionais, havendo uma diminuição acentuada quando se empregou uma seção superior de maior rigidez. Para d maiores que um terço das estruturas, o aumento da seção enrijecida não alterou a distribuição das tensões verticais para ambas as dimensões das sapatas analisadas (60 cm, 90 cm). Destaca-se, portanto, os modelos d-17%, d-25% e d-33%, por apresentar benefícios mais proeminentes com um menor gasto de reforço. Ao contrapor os resultados computacionais aos métodos analíticos, nota-se semelhança nas seções inferiores, e um distanciamento nas seções superiores. O acúmulo de tensões ocorrido nos modelos numéricos resultou na divergência do previsto nos modelos analíticos na seção superior. O distanciamento entre os resultados, na seção superior, foi afetado pela dimensão da sapata. Para os modelos com sapata de maior dimensão, as diferenças observadas foram menores.

Figura 42 - Efeito do enrijecimento da parte superior do muro devido à diminuição do espaçamento na tensão de carga adicional (a) B de 60 cm e sobrecarga de 200 kPa (b) B de 90 cm e sobrecarga de 135 kPa.



Na **Figura 43** é apresentado o efeito do enrijecimento da parte superior do muro devido à diminuição do espaçamento (S_v) no deslocamento da face, para as seguintes configurações: a **Figura 43a** apresenta os deslocamentos da face para o instante EOC; a **Figura 43b** apresenta os deslocamentos da face para o instante EOL, para o comprimento da sapata para (B) igual a 60 cm e tensão 200 kPa. A **Figura 43c** apresenta os deslocamentos das faces para o instante EOL, considerando uma sapata de comprimento (B) igual 0,90 e uma tensão de 135 kPa, enquanto a **Figura 43d** ilustra os deslocamentos das faces para o instante EOL, considerando uma sapata de comprimento (B) igual 0,90 e uma tensão de 200 kPa.

Figura 43 - Efeito do enrijecimento da parte superior do muro devido à diminuição do espaçamento na deformação da face (a) EOC (b) EOL, B igual a 60 cm e sobrecarga de 200 kPa (c) EOL, B igual a 90 cm e sobrecarga de 135 kPa (d) EOL, B igual a 90 cm e sobrecarga de 200 kPa



No instante EOC, os efeitos do aumento do comprimento da seção de maior densidade de reforços não foram significativos ao observar as deformações da face. O aumento da seção de maior densidade de reforços (d) resultou em apenas uma pequena redução do deslocamento da face. Para o instante EOL, a inserção da seção de maior densidade resultou em acentuadas diminuições dos deslocamentos máximas das faces. Assim como observado na análise da distribuição da tensão vertical, os modelos com seção superior enrijecida iniciais (d-17%, d-25% e d-33%) tiveram uma maior influência ao mesmo tempo em que possuíram menor gasto de reforço. As **Figura 43b** e **Figura 43c** ilustram as deformações dos modelos suportando a mesma carga (120 kN), se diferenciando pela dimensão da sapata. O aumento do comprimento

da sapata resultou na diminuição da tensão aplicada e, como consequência na diminuição do deslocamento da face. Ao confrontar a tensão de carga vertical adicional, apresentado anteriormente, percebe-se que os reforços inseridos na seção superior ocasionaram em menor movimentação da seção superior e em uma diminuição considerável da tenção vertical adicional.

Em busca de avaliar a redução do deslocamento da face das configurações de espaçamentos “não uniformes”, adotou-se como referência os modelos com espaçamentos “uniformes”. Dessa forma, estabeleceu-se a taxa de redução de deslocamento relativo, calculada pela equação:

$$\Delta\delta_n(\%) = \frac{\delta_{d-00\%} - \delta_n}{\delta_{d-00\%} - \delta_{d-100\%}} \quad \text{Equação 21}$$

Sendo δ_n a deformação máxima da face e $\Delta\delta_n$ a taxa de redução relativa da deformação da face. Em suma, as estruturas não-uniformes terão benefícios entre uma estrutura de maior espaçamento e uma estrutura inteiramente densificada. A taxa de redução da deformação da face dos respectivos modelos foi então correlacionada pela taxa da seção de maior rigidez (RDR), calculada pela equação:

$$RDR = \frac{\text{Altura da seção de maior rigidez}}{\text{Altura total do muro}}$$

Os resultados são apresentados na **Tabela 7** e na **Tabela 8**. Deve ser destacado que 85% na redução do deslocamento da face ocorreu com 50% da seção do muro reforçado, o que indica que a solução de espaçamento não- uniforme é promissora. Nota-se também que a mudança do comprimento da sapata, mantendo-se a carga, não alterou os benefícios derivados do enrijecimento da seção superior de modo significativo.

Tabela 7 – Redução do deslocamento da face de estrutura *NU.Sv* em relação a *U.Sv*, para a sapata de 0,60 m e 200 kPa.

Modelo	RDR (%)	δ (mm)	$\Delta\delta$ (%)
d-00%	0%	44	0%
d-13%	13%	29	48%
d-25%	25%	26	58%
d-33%	33%	20	77%
d-50%	50%	17	87%
d-75%	75%	14	97%
d-100%	100%	13	100%

Tabela 8 - Redução do deslocamento da face de estrutura *NU.Sv* em relação a *U.Sv*, para a sapata de 0,90 m e 135 kPa.

Modelo	RDR (%)	δ (mm)	$\Delta\delta$ (%)
d-00%	0%	53	0%
d-13%	12,5%	37	44%
d-25%	25%	35	50%
d-33%	33%	27	72%
d-50%	50%	22	86%
d-75%	75%	18	97%
d-100%	100%	17	100%

Na **Figura 44** são apresentadas as distribuições dos deslocamentos verticais no topo da estrutura ao longo do comprimento reforçado para as diferentes configurações: a **Figura 44a** apresenta os deslocamentos verticais do topo da estrutura para o instante EOC; a **Figura 44b** apresenta os deslocamentos verticais do topo da estrutura para o instante EOL, para o comprimento da sapata (B) igual a 0,60 m; a **Figura 44c** apresenta os deslocamentos verticais do topo da estrutura para o instante EOL, considerando uma sapata de comprimento (B) igual 0,90 e uma tensão aplicada de 135 kPa; a **Figura 44d** apresenta os deslocamentos verticais do topo da estrutura para o instante EOL, considerando uma sapata de comprimento (B) igual 0,90 m e uma tensão aplicada de 200 kPa. Considerando o instante EOC, todas as configurações sugeridas para o enrijecimento parcial da seção superior apresentaram pouca influência, já para o instante EOL, os enrijecimentos da seção superior influenciaram significativamente o recalque da sapata, apresentando menores deformações para os maiores comprimentos das seções de maior densidade de reforço, com considerável diminuição dos deslocamentos verticais. No **capítulo 6**, os valores obtidos serão discutidos de modo mais aprofundado e correlacionados aos limites da norma. Tanto a diminuição do recalque quanto a rotação da sapata foram mitigados ao aumentar seção de maior densidade.

A **Tabela 8** e a **Figura 44** apresentam de modo comparativo o recalque da sapata para estruturas com espaçamento não uniforme em relação às estruturas de espaçamento uniforme, por meio da taxa de redução de deslocamento relativa. Assim como o deslocamento da face cerca de 85% na redução do recalque da sapata ocorreu com 50% da seção do muro densificado, o que indica ser uma solução promissora, considerando os critérios de estado limite de serviço, recalque da sapata e deformação da face. Nota-se que, ao alterar o comprimento da sapata e mantendo-se a carga, os benefícios derivados do enrijecimento da seção superior são mantidos, assim como observado na análise da deformação da face.

Figura 44 - Efeito do enrijecimento da parte superior do muro devido à diminuição do espaçamento na deformação vertical no topo da estrutura (a) EOC (b) EOL, B igual a 60 cm e sobrecarga de 200 kPa (c) EOL, B igual a 60 cm e sobrecarga de 135 kPa (d) EOL, B igual a 90 cm e sobrecarga.

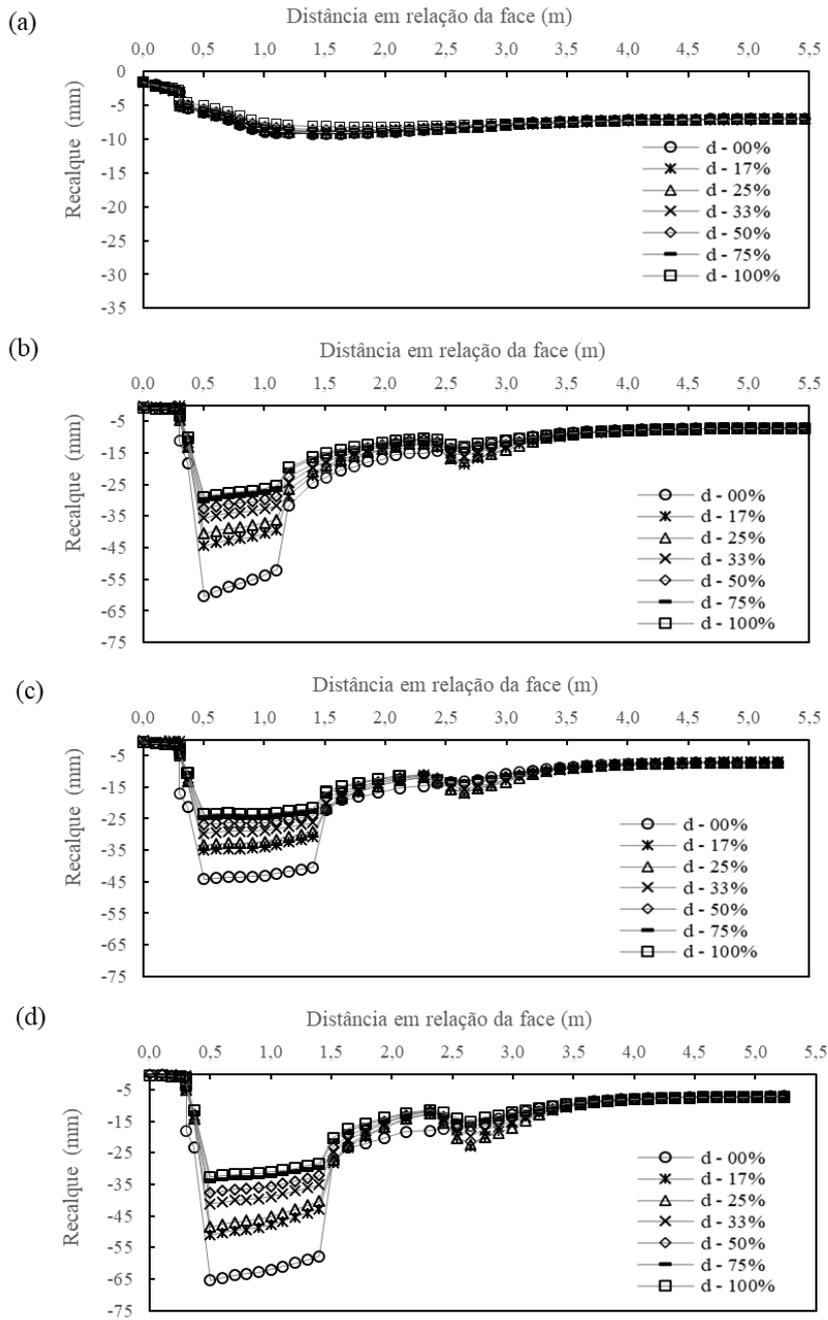


Tabela 8 - Redução do recalque da sapata de estruturas *NU.Sv* em relação a *U.Sv*, para a sapata de 0,60 m e 200 kPa.

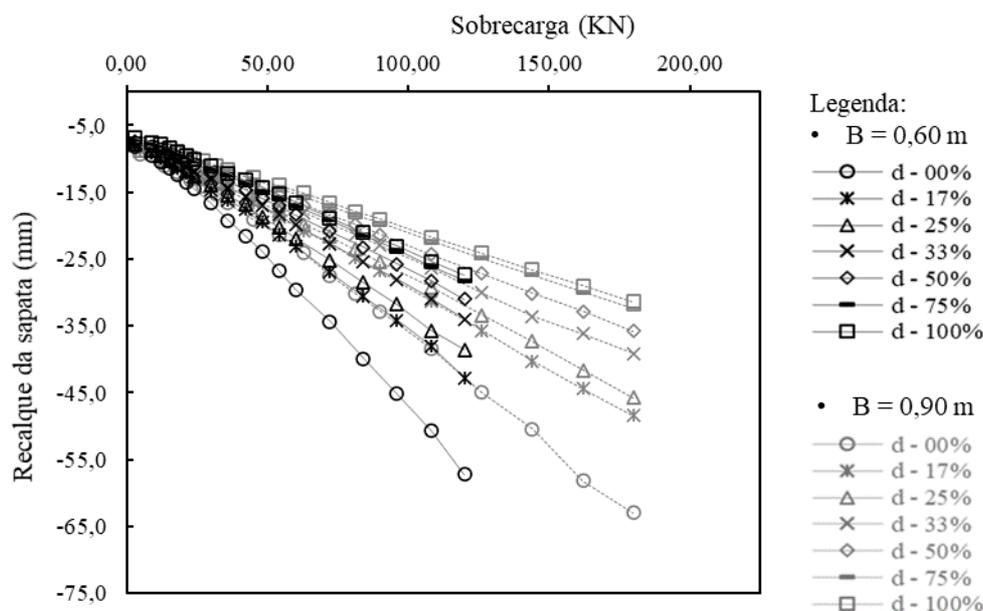
Modelo	RDR (%)	δ (mm)	$\Delta\delta$ (%)
d-00%	0	60	0%
d-13%	12,5	45	48%
d-25%	25	40	65%
d-33%	33	36	77%
d-50%	50	33	87%
d-75%	75	30	97%
d-100%	100	29	100%

Tabela 9 - Redução do recalque da sapata de estruturas *NU.Sv* em relação a *U.Sv*, para a sapata de 0,90 m e 135 kPa.

Modelo	RDR (%)	δ (mm)	$\Delta\delta$ (%)
d-00%	0	65	0%
d-13%	12,5	51	44%
d-25%	25	48	53%
d-33%	33	41	75%
d-50%	50	38	84%
d-75%	75	34	97%
d-100%	100	33	100%

Na **Figura 45** é apresentado o enrijecimento o recalque da sapata pela carga aplicada, para diferentes disposições não-uniformes de reforços e para as duas dimensões de sapatas consideradas (*B*) igual a 0,60 m e 0,90 m. O comportamento carga-recalque foi linear para ambas os comprimentos de sapata e como esperado o uso de uma sapata mais larga contribuiu para redução do recalque da sapata.

Figura 45 - Efeito do enrijecimento da parte superior do muro devido à diminuição do espaçamento no comportamento tensão-deformação da sapata

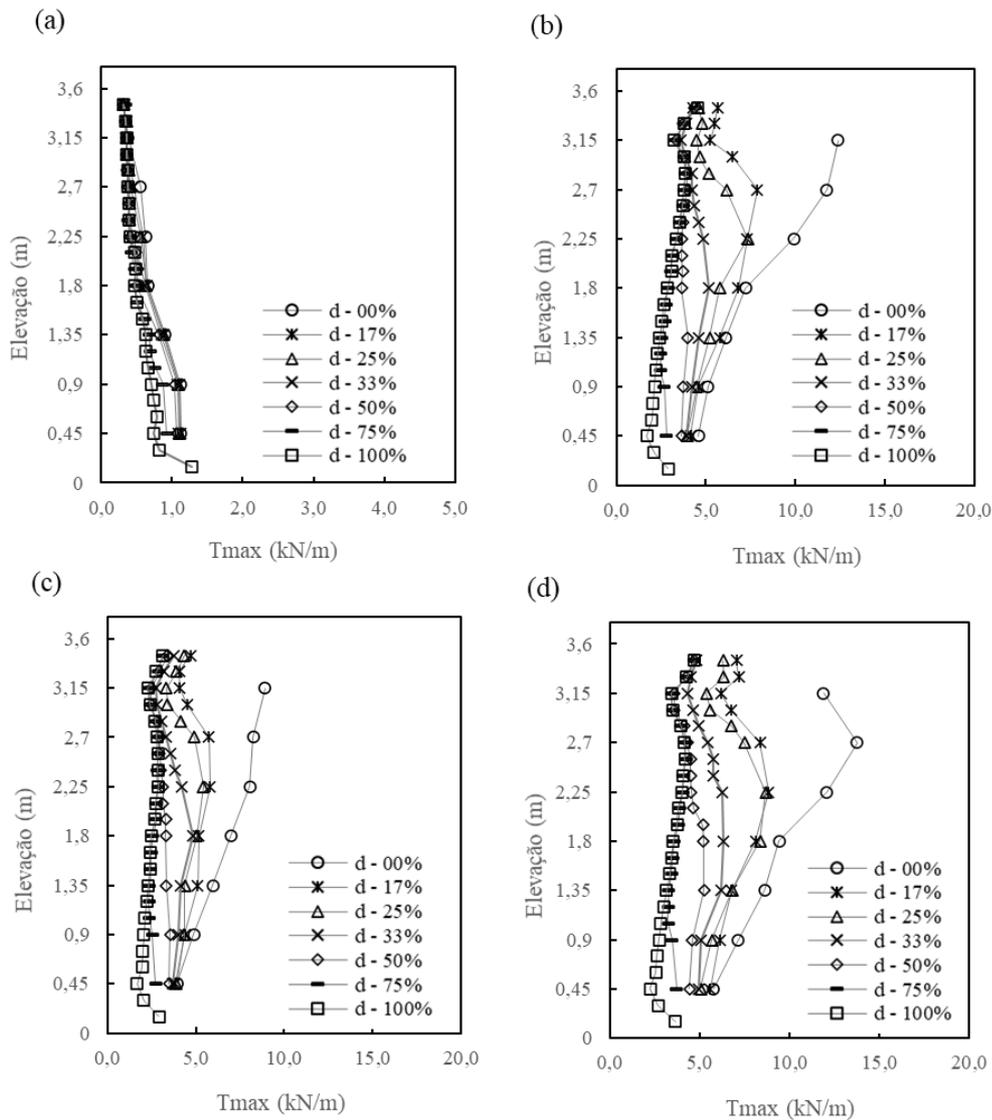


Na **Figura 46** as distribuições das tensões máximas nos reforços para as diferentes variações são apresentadas em relação as configurações de reforços, sendo que a **Figura 46a** são apresentadas as distribuições de $T_{máx}$ ao longo da altura da estrutura para o instante após execução. Na **Figura 46b** são mostradas as distribuições de $T_{máx}$ ao longo da altura da estrutura após a aplicação da sobrecarga, para o comprimento da sapata (*B*) igual a 0,60 m, enquanto a **Figura 46c** são apresentadas as distribuições de $T_{máx}$ ao longo da estrutura após a aplicação da sobrecarga, considerando uma sapata de comprimento (*B*) igual 0,90 e uma tensão aplicada de

135 kPa; na **Figura 46d**, as distribuições de $T_{máx}$ ao longo da estrutura são apresentadas após aplicação da sobrecarga e, considerando uma sapata de comprimento (B) igual 0,90 m e uma tensão aplicada de 200 kPa.

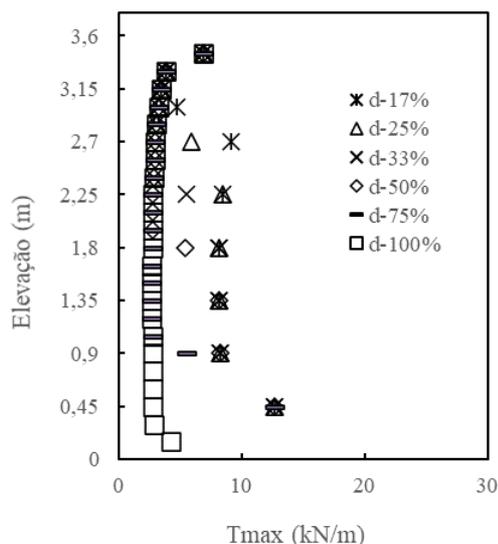
Para a estrutura sem sobrecargas, apresentada na **Figura 46a**, os diferentes modelos analisados tiveram pouca variação, de maneira que o enrijecimento não influenciou significativamente as cargas máximas desenvolvidas ao longo da altura da estrutura. Posteriormente, para as estruturas sujeitas a sobrecarga, os efeitos do aumento da altura da seção de maior densidade de reforço foram significativos. As cargas máximas, ao enrijecer a porção superior, resultou numa redução de $T_{máx}$, não apenas localmente, mas também em uma menor escala nas seções de menor densidade de reforços, como pode-se ver na **Figura 46b**, o modelo d-17% apresentou redução substancial não apenas na seção mais densa, como também na seção menos densa. Outra melhora significativa pode ser observada do enrijecimento do modelo d-25% para o modelo d-33%. Acrescenta-se que a amplitude de $T_{máx}$ foi reduzida significativamente devido ao comprimento da seção de maior densidade na parte superior do muro, para todas as estruturas analisadas sujeitas a sobrecarga. Logo, as estruturas que adotaram o mesmo reforço em sua totalidade, como é usualmente feito, o espaçamento não uniforme torna-se uma vantagem por proporcionar uma uniformização de cargas mesmo em grandes profundidades. Na **Figura 46b**, considerando uma aproximação da tensão última dos reforços igual a 10% da rigidez adotada, temos que, para a estrutura com uma seção de maior densidade no topo (seção d-75%), houve redução da carga máxima de 30% da carga última para 12% da carga última.

Figura 46 - Efeito do enrijecimento da parte superior do muro devido a diminuição do espaçamento na distribuição de T_{max} ao longo da estrutura (a) EOC (b) EOL, B igual a 60 cm e sobrecarga de 200 kPa (c) EOL, B igual a 90 cm e sobrecarga de 135 kPa (d) EOL, B igual a 90 cm e sobrecarga de 200 kPa.



Na **Figura 47** é apresentado as cargas máximas nos reforços calculadas pelo método AASTHO 2 to 1. Observa-se que após a transição de uma área mais densa de reforços para a menos densa, a carga máxima volta aos valores de uma estrutura com espaçamento uniforme. No entanto, o que se observa pelos resultados numéricos é que, ao adotar uma seção mais densa no topo da estrutura, há uma diminuição da carga máxima ao longo de toda a altura da estrutura. Além disso, considerando os modelos de previsão analisados, as estruturas enrijecidas de modo não uniformes apresentaram as tensões máximas na zona de menor densidade de reforços, o que não foi observado nos modelos numéricos.

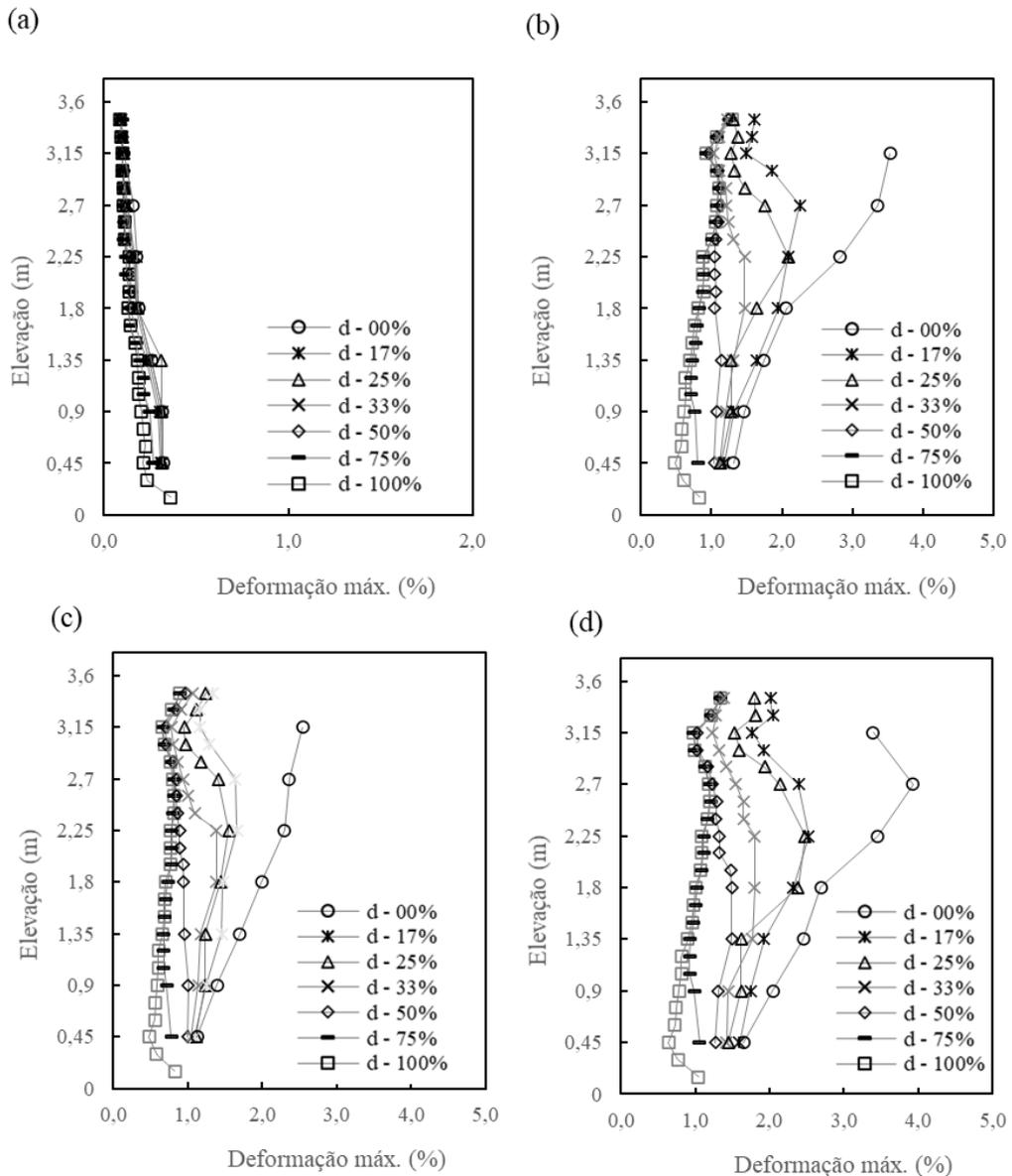
Figura 47 - Distribuição de T_{\max} ao longo da estrutura para os diferentes modelos com distribuição não-uniforme dos reforços.



A **Figura 48** exibe as distribuições das deformações máximas ao longo das alturas dos muros portantes de solo reforçado considerando as larguras de sapata de 60 e 90 cm. Observa-se na **Figura 48a** para a condição EOC que, o uso de espaçamentos reduzidos não altera significativamente os níveis de deformação dos reforços. Assim como já foi discutido anteriormente, o enrijecimento da seção superior para estruturas não portantes não apresentam benefícios que justifiquem a sua aplicação. Diferentemente, as estruturas portantes tiveram grandes benefícios ao terem a seção superior enrijecidas. Os resultados apresentados nas **Figura 48b**, **Figura 48c** e **Figura 48d**, pelos modelos d-33% e d-50%, indicam que estruturas com seções enrijecidas podem ser uma ótima solução para diminuir a amplitude da deformação dos reforços. Conseqüentemente, devido a melhor distribuição dos esforços nos reforços, a uma menor amplitude de deformação, o que pode facilitar o projeto de muros portantes.

Esperava-se que com diferentes comprimentos de sapata houvesse uma diferenciação das implicações dos diferentes comprimentos de seção enrijecida. No entanto, o que se observou é de que até 50% da seção total do muro, as diferenças notadas para os diferentes comprimentos de sapata foram pequenos, sendo que, a partir de 50% da estrutura enrijecida esta diferença foi nula, como pode ser observado nas diferentes análises apresentadas e, de modo mais explícita nas **Tabela 7**, **Tabela 8**, Erro! Fonte de referência não encontrada. e Erro! Fonte de referência não encontrada..

Figura 48 - Efeito do enrijecimento da parte superior do muro devido à diminuição do espaçamento na distribuição de $Def_{máx}$ ao longo da estrutura (a) EOC (b) EOL, B igual a 60 cm e sobrecarga de 200 kPa (c) EOL, B igual a 60 cm e sobrecarga de 135 kPa (d) EOL, B igual a 200 kPa



4.5. Efeito do enrijecimento da parte superior do muro devido ao aumento da rigidez dos reforços

Espaçamentos maiores são usualmente adotados para muros de contenção e muros portantes de solos reforçados. O uso de maiores espaçamentos (1,0 m – 0,3 m) diminuem o tempo de execução e, conseqüentemente, reduz o custo da obra. Esta seção busca analisar os efeitos do enrijecimento da parte superior do muro por meio do aumento da rigidez dos reforços nos muros portantes, adotando espaçamentos de 0,45 m entre os reforços. De modo análogo à seção

anterior, a seção total do muro foi dividida em duas partes: uma parte de maior rigidez, localizada na parte superior do muro, com módulo de rigidez dos reforços igual a 1050 kN/m; e uma seção de menor rigidez, localizada na parte inferior do muro, com módulo de rigidez à tração de 350 kN/m. O comprimento da seção superior foi variado em: 0,00 m; 0,45 m; 0,90 m; 1,35 m; 1,80 m; 2,70 m e 3,60 m. Os efeitos serão analisados considerando uma sapata com largura de 0,60 m. Os dados apresentados são divididos em dois momentos EOC e EOL. A tensão aplicada pela sapata, no instante EOL, foi de 200 kPa. Na **Tabela 9** e **Figura 49** apresenta as variáveis do estudo paramétrico compreendidas nesta seção.

Tabela 9 - Variáveis para o estudo do enrijecimento da parte superior do muro devido ao aumento da rigidez dos reforços

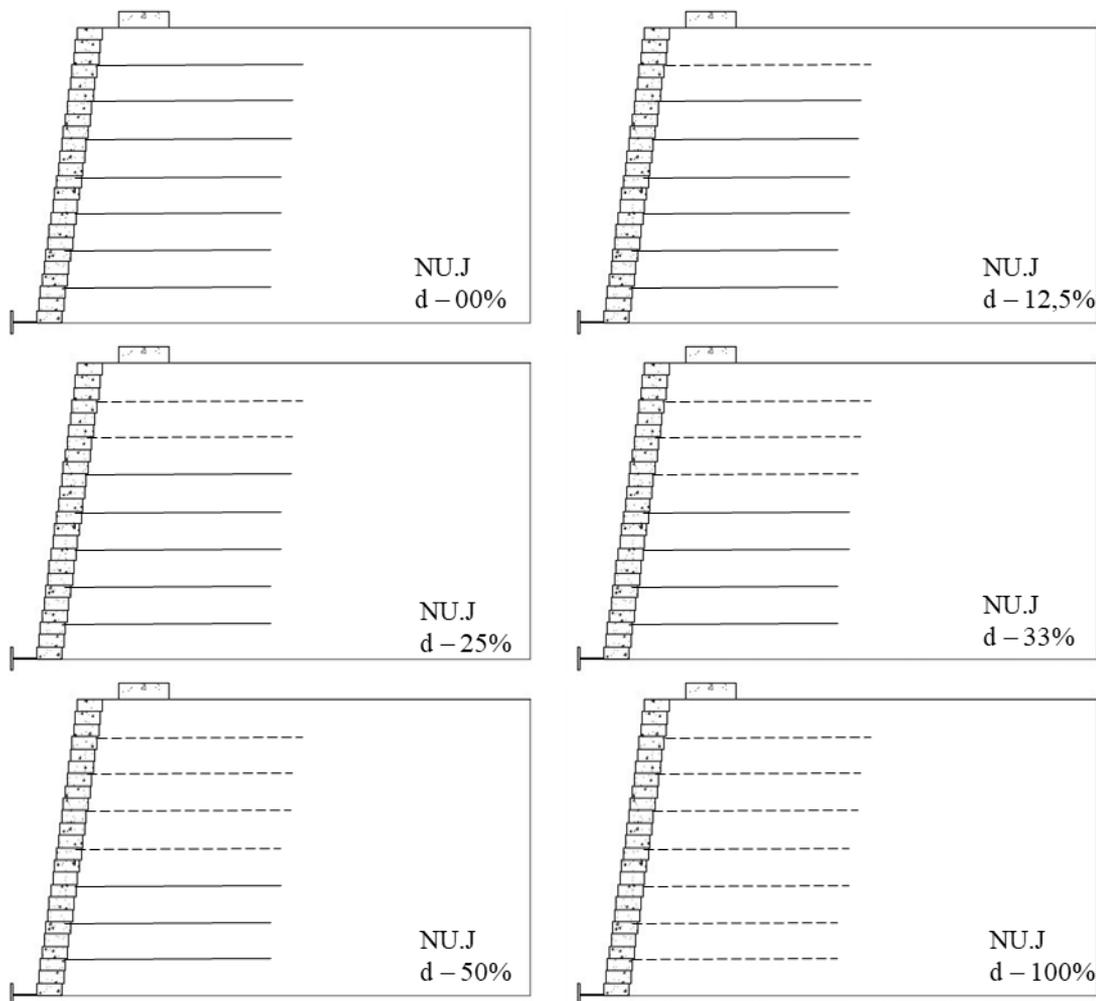
Modelo	Nome	Sobrecarga (KPa)	B (m)	S _v (m)	J (kN/m)	S _{index} (kN/m ²)	T _r (kN/m)
NU.J	d-00%	200	0,60	0,45	350; 1050	680	35; 105
NU.J	d-12,5	200	0,60	0,45	350; 1050	875	35; 105
NU.J	d-25%	200	0,60	0,45	350; 1050	1070	35; 105
NU.J	d-33%	200	0,60	0,45	350; 1050	1264	35; 105
NU.J	d-50%	200	0,60	0,45	350; 1050	1458	35; 105
NU.J	d-75%	200	0,60	0,45	350; 1050	1847	35; 105
NU.J	d-100%	200	0,60	0,45	350; 1050	2042	35; 105

B – Comprimento da sapata; S_v - espaçamento entre os reforços; J – módulo de rigidez à tração do reforço; S – módulo; S_{index} – módulo de rigidez global do muro; T_r – carga máxima de tensão do reforço.

A **Figura 50** apresenta o efeito do enrijecimento da parte superior do muro, devido ao aumento da rigidez dos reforços, na distribuição das tensões verticais adicionais ao longo da altura do muro, ocasionada pelas sobrecargas. A circunstância apresentada é após a aplicação da sobrecarga de 200 kPa.

A influência da rigidez do reforço na distribuição da tensão adicional foi pequena, muito em função do grande espaçamento adotado. Como já mencionado anteriormente, comparando à **Figura 16** e **Figura 26**, nota-se que a rigidez dos reforços influenciam o acréscimo de tensões para os espaçamentos mais curtos. Além disso, comparativamente, ao analisar os modelos d-50%, da **Figura 42a**, apresentada no tópico anterior, e a **Figura 50** nota-se que, para uma mesma rigidez global (S_{index}), o efeito de menores espaçamentos afetou de modo significativo a distribuição da tensão adicional. Deste modo, a indícios de que adotar uma seção superior de maior densidade de reforços e considerado nível de rigidez (350 kN/m), para a estrutura analisada, é uma melhor solução, considerando a dissipação da tensão vertical adicional.

Figura 49 - Estudo paramétrico do enrijecimento da parte superior do muro com o aumento da rigidez do reforço (J).



A **Figura 51a e 49b** apresentam o deslocamento da face em relação à altura do muro, respectivamente para os momentos após a construção e após aplicação da sobrecarga.. No instante EOC, o enrijecimento da seção superior do muro não alterou significativamente os deslocamentos da face. Porém, considerando o instante EOL, os efeitos do enrijecimento foram notáveis. Assim como a solução NU.Sv, a solução apresentada além de reduzir consideravelmente os deslocamentos da face, modificaram a forma em que a face deslocou. Geralmente, em muros portantes de solo reforçado, o deslocamento máximo da face ocorre na seção superior do muro (AMBAUEN *et al.*, 2016; ZHENG *et al.*, 2017; XIE *et al.*, 2018). Essa observação mostrou-se verdadeira mesmo para as soluções que foram enrijecimento na seção superior.

Figura 50 - Efeito do enrijecimento da parte superior do muro devido ao aumento da rigidez dos reforços na distribuição das tensões adicionais.

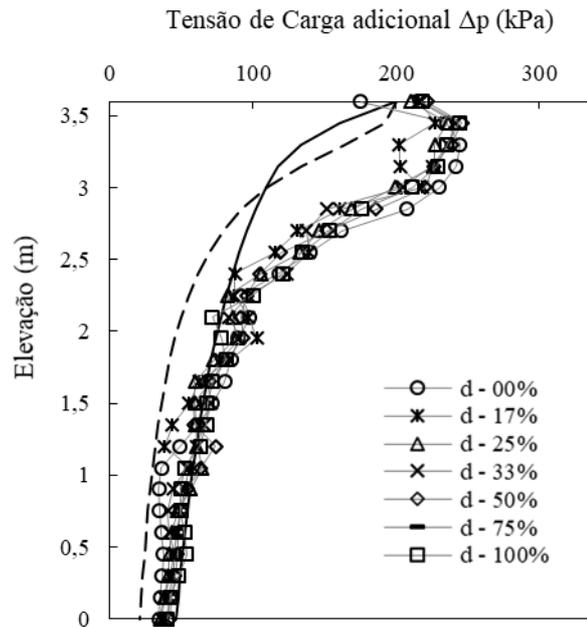
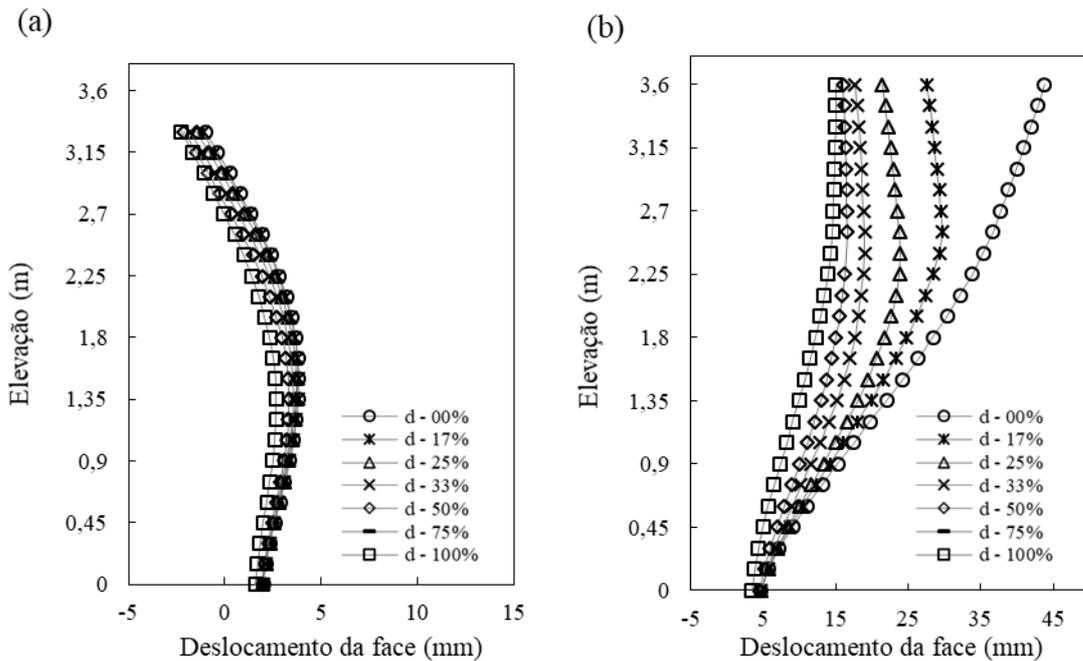


Figura 51 - Efeito do enrijecimento da parte superior do muro devido ao aumento da rigidez dos reforços na deformação das faces (a) EOC (b) EOL



Nota-se pela **Figura 51** e **Tabela 10** que 93% da redução do deslocamento máximo da face ao adotar cem por cento dos reforços com rigidez de 1050 kN/m, podem ser obtidos adotando apenas 50 % da parte superior equivalente com reforços de rigidez de 1050 kN/m, indicando que o enrijecimento da seção superior em muros portantes é uma solução promissora, tanto por conta do enrijecimento pelo aumento da densidade de reforços, quanto pelo aumento da rigidez do reforço. Comparativamente, ao confrontar os modelos d-50% da solução NU.Sv

com o modelo de mesma rigidez global d-50% da solução NU.J, nota-se que ambos os modelos possuem um deslocamento de 17 mm, indicando que para os modelos estudados, o tipo de solução adotado, NU.Sv ou NU.J, não influenciou no deslocamento da face.

Tabela 10 - Taxa de deslocamento da face pelo comprimento da seção enrijecida, para B de 60 cm e sobrecarga de 200 kPa

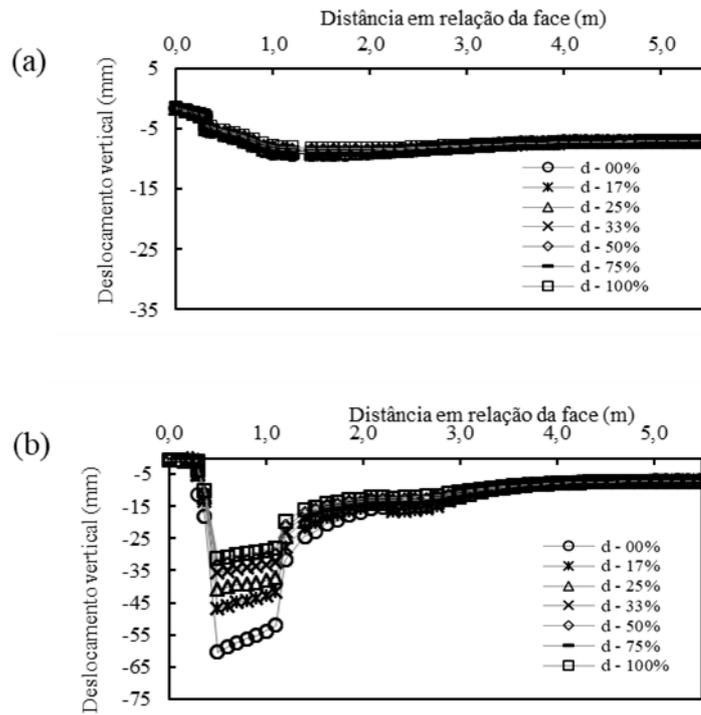
Modelo	RDR (%)	δ (mm)	$\Delta\delta$ (%)
d-00%	0	44	0%
d-12,5%	12,5	30	48%
d-25%	25	24	69%
d-33%	33	19	86%
d-50%	50	17	93%
d-100%	100	15	100%

A **Figura 52a** e **Figura 52b** exibem os deslocamentos verticais no topo da estrutura pela distância da face do muro, para as condições após construção (EOC) e após aplicação da sobrecarga (EOL). Considerando o instante EOC, os aumentos da rigidez dos reforços na seção superior apresentaram efeito não significativos na deformação vertical. Para o instante EOL, as mudanças influenciaram significativamente o deslocamento vertical, apresentando menores deformações para maiores comprimentos da seção de maior rigidez. Na **Tabela 11** e **Figura 52**, observa-se que ao enrijecer a seção superior com comprimento equivalente à metade da altura, os benefícios são iguais a 93% do enrijecimento total. Comparativamente, assim como o observado no deslocamento da face, o recalque da sapata não foi afetado pelo tipo de solução adotada (NU.Sv, NU.J), como exemplo pode-se citar o modelo d-50%, para ambas as análises o recalque máximo foi de 33 mm.

Tabela 11 - Taxa de recalque pelo comprimento da seção enrijecida, para B de 60 cm e sobrecarga de 200 kPa

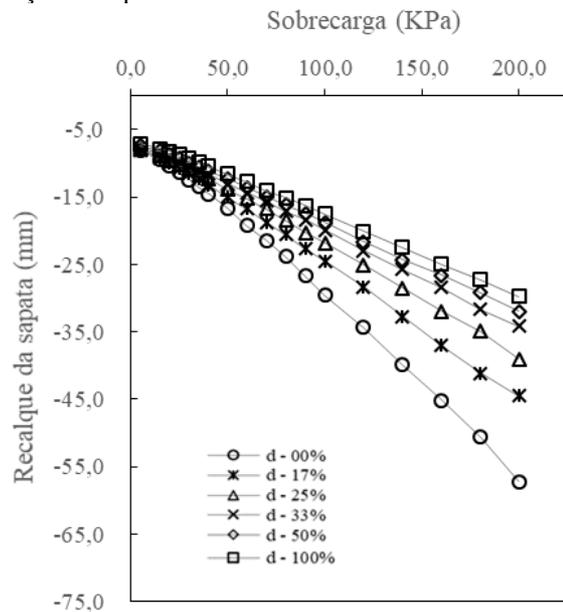
Modelo	RDR (%)	δ (mm)	$\Delta\delta$ (%)
d-00%	0	60	0%
d-12,5%	12,5	46	48%
d-25%	25	40	69%
d-33%	33	35	86%
d-50%	50	33	93%
d-100%	100	31	100%

Figura 52 - Efeito do enrijecimento da parte superior do muro devido ao aumento da rigidez dos reforços no recalque da sapata (a) EOC (b) EOL



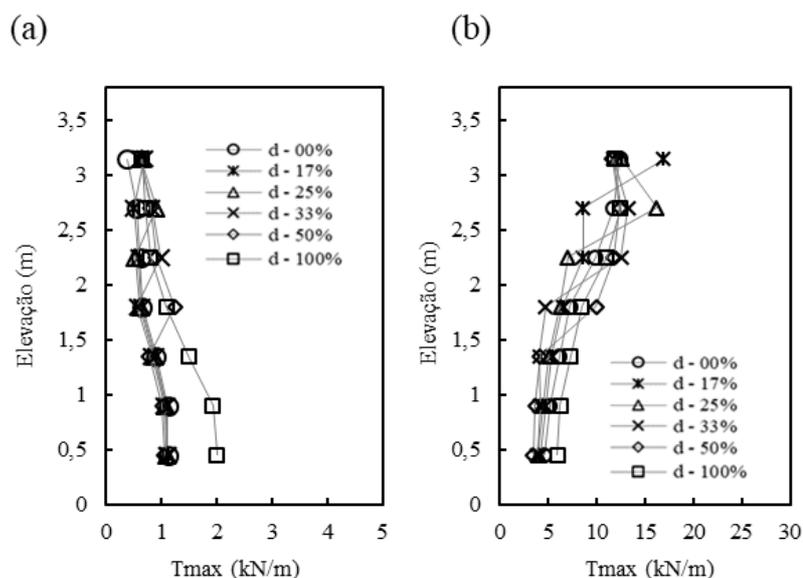
A **Figura 53** apresenta os efeitos do enrijecimento da parte superior do muro, devido ao aumento da rigidez dos reforços no comportamento tensão-deformação da sapata. Como esperado, conforme se aumentou a seção de maior rigidez, maior foi a rigidez da estrutura. Os benefícios do enrijecimento dos reforços próximos à sapata foram nitidamente maiores em relação aos reforços nas menores elevações

Figura 53 - Efeito do enrijecimento da parte superior do muro devido ao aumento da rigidez dos reforços no comportamento tensão-deformação da sapata



A **Figura 54a** e **Figura 54b** apresentam os efeitos do enrijecimento da parte superior do muro na distribuição $T_{m\acute{a}x}$ ao longo da estrutura, para as condições após construção (EOC) e após aplicação da sobrecarga (EOL), respectivamente. No instante EOC, ao observar os reforços de maior módulo de tração, nota-se que os $T_{m\acute{a}x}$ foram maiores em relação aos reforços com menor rigidez, a mesma altura. Posteriormente, no instante EOL, assim como observado antes, os reforços de maiores módulos de tração tiveram maior módulo de $T_{m\acute{a}x}$ na comparação com os reforços de menor rigidez na mesma altura. Diferentemente dos modelos com espaçamento não uniformes (NU.Sv) discutidos na seção anterior, o enrijecimento da parte superior, pelo aumento da rigidez do reforço, não influenciou a distribuição das tensões na seção inferior, consequentemente, a amplitude de tensões máximas ao longo da seção do muro aumentou. Destaca-se também os reforços mais rígidos, por suportarem maiores cargas, estarão mais sujeitos ao efeito de fluência do material, comparativamente, ao longo do tempo a solução pode se mostrar desvantajosa.

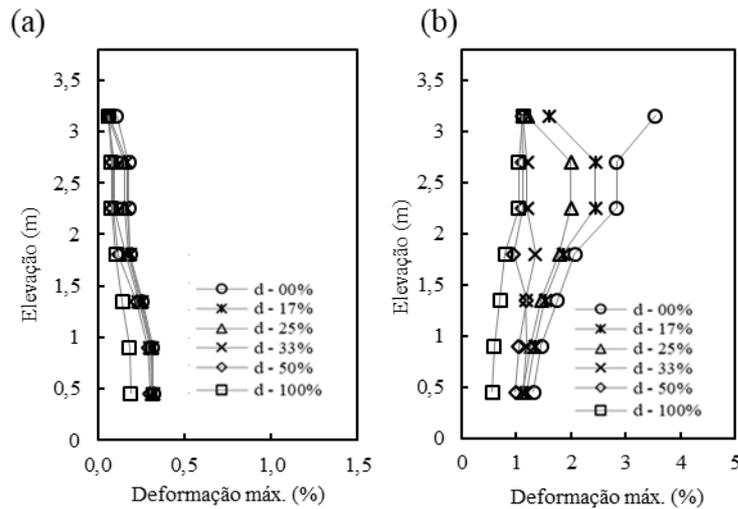
Figura 54 - Efeito do enrijecimento da parte superior do muro devido ao aumento da rigidez dos reforços na distribuição $T_{m\acute{a}x}$ ao longo da estrutura: (a) EOC (b) EOL.



A **Figura 55a** e **Figura 55b** apresentam os efeitos do enrijecimento da parte superior do muro, devido ao aumento da rigidez dos reforços na distribuição $\epsilon_{m\acute{a}x}$ ao longo da estrutura, para as condições após construção (EOC) e após aplicação da sobrecarga (EOL), respectivamente. Destaca-se que o enrijecimento da parte superior do muro mostrou-se efetivo na redução da deformação máxima do reforço, diminuindo a amplitude da deformação ao longo da seção do muro. Diferentemente dos modelos NU.Sv, os modelos NU.J não demonstram influências benéficas da zona reforçada, de maior rigidez, nas cargas mobilizadas na seção não reforçada, de menor rigidez. Considerando os métodos de cálculos tie-back, cujo empuxo pode

ser igualado as cargas desenvolvidas nos reforços, temos que as somatórias das cargas máximas são maiores para os modelos mais rígidos, devido ao estado interposto entre ativo e passivo em que se encontra a estrutura.

Figura 55 - Efeito do enrijecimento da parte superior do muro devido ao aumento da rigidez dos reforços na distribuição $\varepsilon_{máx}$ ao longo da estrutura: (a) EOC (b) EOL.



4.6. Efeito do reforço secundário

O reforço secundário é utilizado sob a sapata e ajuda a mitigar o acréscimo de tensão vertical e, conseqüentemente, a tensão lateral. De fato, o reforço secundário é recomendado no projeto de muros portantes por esse motivo (Adams *et al.*, 2012). Os autores determinam que o espaçamento máximo para reforços secundários seja de 0,15 m, além de ser menor que a metade do espaçamento entre reforços primários. O comprimento mínimo, em geral, ainda em acordo com os autores, estabelece que deve ser o dobro da distância da sapata à face, mais a largura da sapata. Diferentemente dos reforços primários, que são prensados entre os blocos que compõem a face, os reforços secundários não são conectados à face. Outro aspecto de projeto importante é a profundidade da zona com inserção de reforços secundários, a qual é determinada em função da mitigação da tensão de tração requerida para os reforços primários.

O modelo de referência não possui nenhum reforço secundário ($N_{bbr} = 00$). Os espaçamentos entre os reforços primários são 0,30 m, e os reforços secundários são inseridos entre os reforços primários. Os módulos de rigidez dos reforços, primários e secundários, são de 350 kN/m. O comprimento do reforço secundário, seguiu as recomendações de Zheng *et al.* (2017), sendo equivalente à soma do comprimento da sapata, mais duas vezes a distância da sapata à face. Destaca-se também que os reforços secundários, diferentemente dos primários, não foram

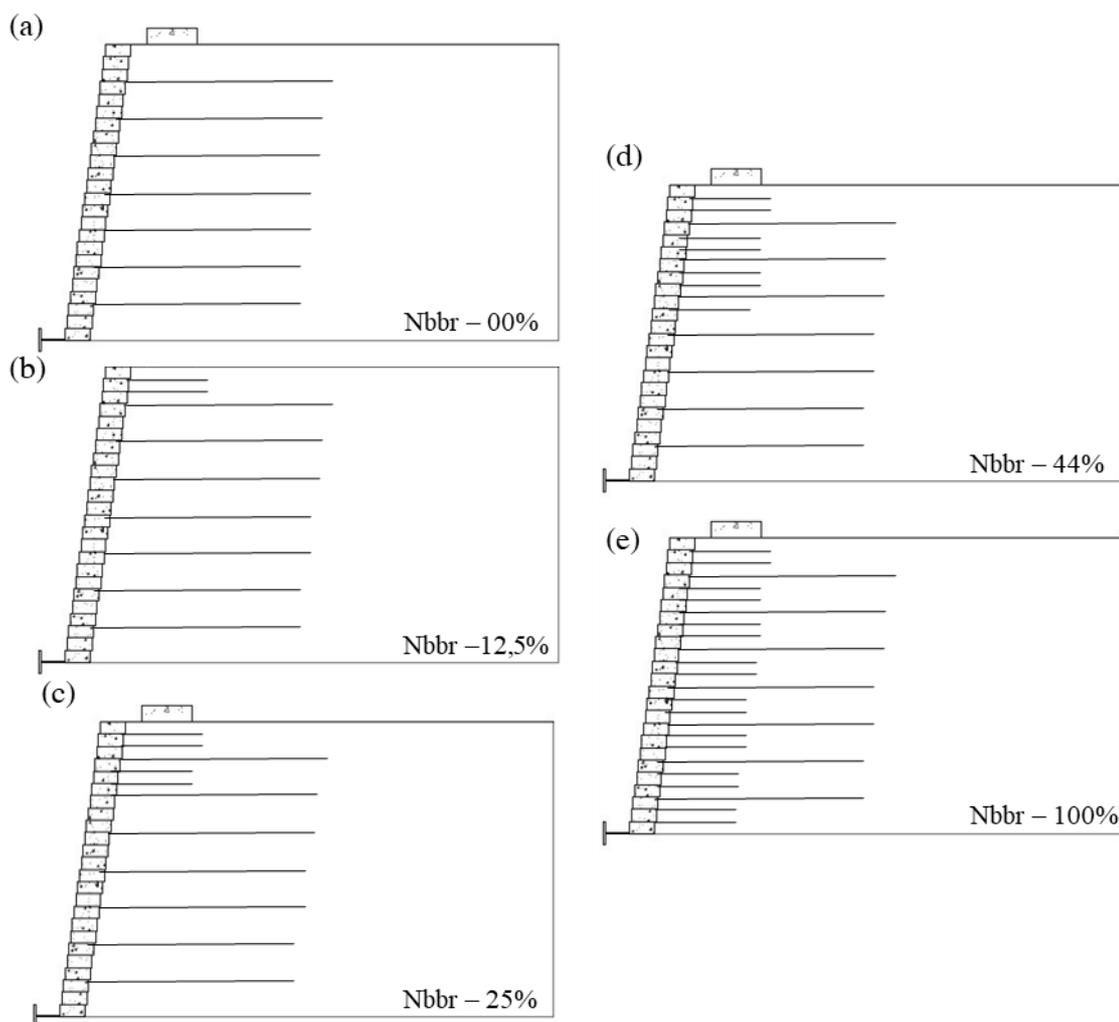
conectados à face. A análise paramétrica compreende mais quatro modelos com diferentes quantidades de inserção de reforços secundários (2; 4; 7; e 12), alocados preferencialmente na parte superior do muro, nomeados respectivamente de: $N_{bbr} - 12,5\%$; $N_{bbr} - 25\%$; $N_{bbr} - 45\%$; $N_{bbr} - 100\%$. A **Tabela 12** exhibe as diferenças das estruturas compreendidas nesta seção. A **Figura 54** ilustra as seções analisadas.

Tabela 12 – Variáveis para o estudo do efeito dos reforços secundários

Modelo	Nome	Sobrecarga (KPa)	B (m)	Sv (m)	J (kN/m)	Sindex (kN/m ²)	Tf (kN/m)
U.Nbbr	$N_{bbr} - 00\%$	200	0,60	0,30	350	1069	35
U.Nbbr	$N_{bbr} - 12,5\%$	200	0,60	0,30	350	1264	35
U.Nbbr	$N_{bbr} - 25\%$	200	0,60	0,30	350	1458	35
U.Nbbr	$N_{bbr} - 45\%$	200	0,60	0,30	350	1750	35
U.Nbbr	$N_{bbr} - 100\%$	200	0,60	0,30	350	2236	35

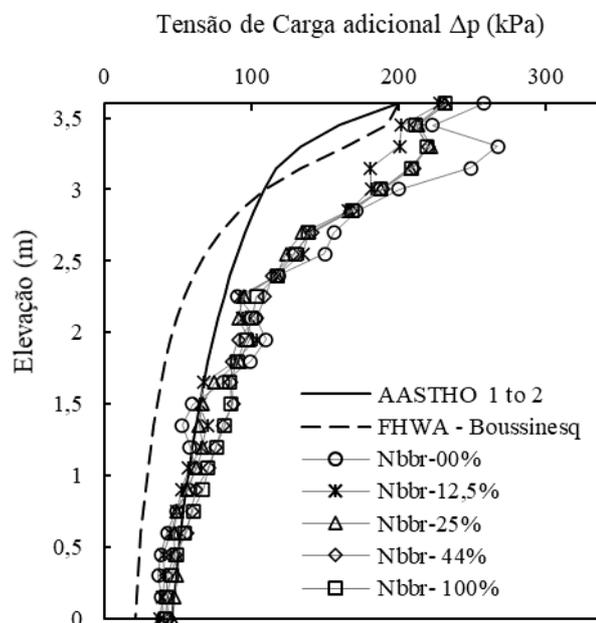
B – Comprimento da sapata; J – módulo de rigidez à tração do reforço; S – módulo de rigidez global do muro; Tf – carga máxima de tensão do reforço.

Figura 56 - Estudo paramétrico dos efeitos dos reforços secundários



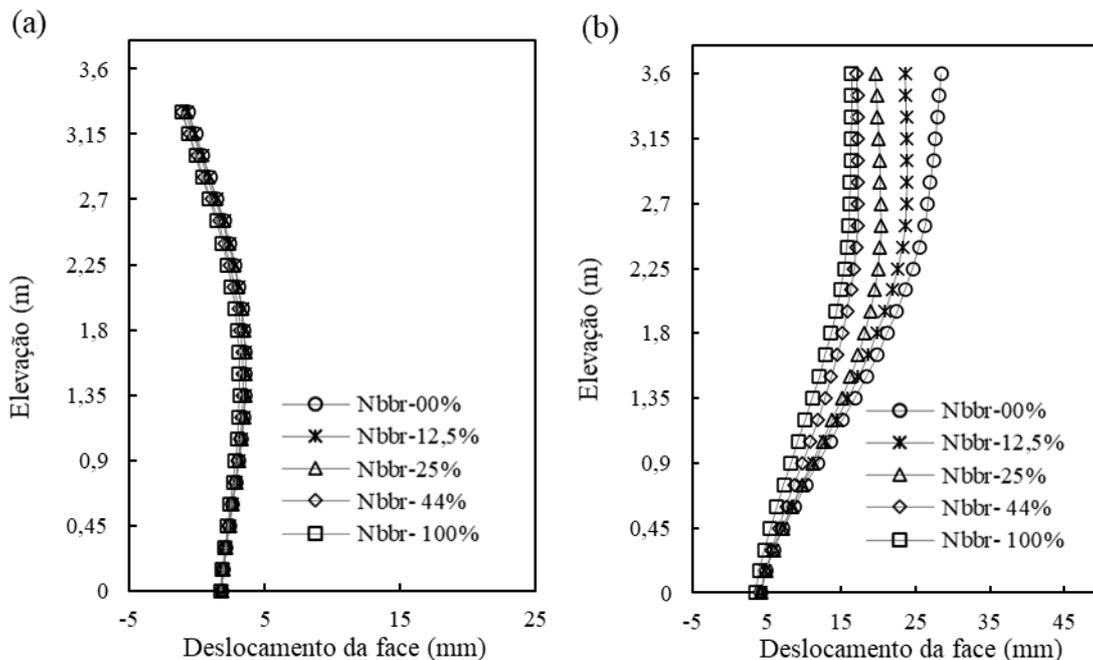
A **Figura 57** apresenta o efeito da abrangência do reforço secundário ao longo da altura do muro portante reforçado com geossintéticos na distribuição das tensões verticais adicionais ao longo da altura do muro, ocasionadas pelas sobrecargas. A seção apresentada é referente à seção vertical por trás da face de blocos segmentais e localizada no eixo horizontal, na intersecção com o ponto de simetria da sapata, distanciada a 50 cm da face. A circunstância apresentada é EOL, e a sobrecarga foi de 200 kPa. Observa-se, na **Figura 57**, que as tensões verticais adicionais possuem maior magnitude na parte superior do muro, diminuindo à medida que se aproximavam da base da estrutura, bem como os efeitos dos reforços secundários foram mais proeminentes na parte superior. Um maior efeito foi percebido na primeira inserção do reforço secundário (seção d-12,5%), havendo pouco efeito para as demais inserções.

Figura 57 - Efeito do reforço secundário na tensão de carga adicional



A **Figura 58a** e **58b** expõe os deslocamentos da face de blocos segmentais ao longo da altura do muro, para os contextos após a execução do muro (EOC) e após aplicação da sobrecarga EOL. Ao considerar o instante EOC, os efeitos dos reforços secundários não foram significativos, no entanto, para o instante EOL, os aumentos de reforços secundários mitigaram os deslocamentos na face. Os reforços secundários resultaram não somente na diminuição das tensões, como também mitigam os deslocamentos da face.

Figura 58 - Efeito do reforço secundário na deformação da face



Como apresentado na **Tabela 13**, os reforços secundários impactaram os deslocamentos quando alocados na seção superior do muro, não apresentando resultados significativos próximos à base da estrutura. Sete inserções de reforços secundários representam 92% dos benefícios considerando toda a seção do muro reforçada, ou seja, poucos são os benefícios ao incluir reforços secundários na metade inferior da estrutura, assim como as soluções apresentadas anteriormente NU.J e NU.Sv.

Tabela 13 - Taxa de deslocamento pelo comprimento da seção enrijecida, para B de 60 cm e sobrecarga de 200 kPa

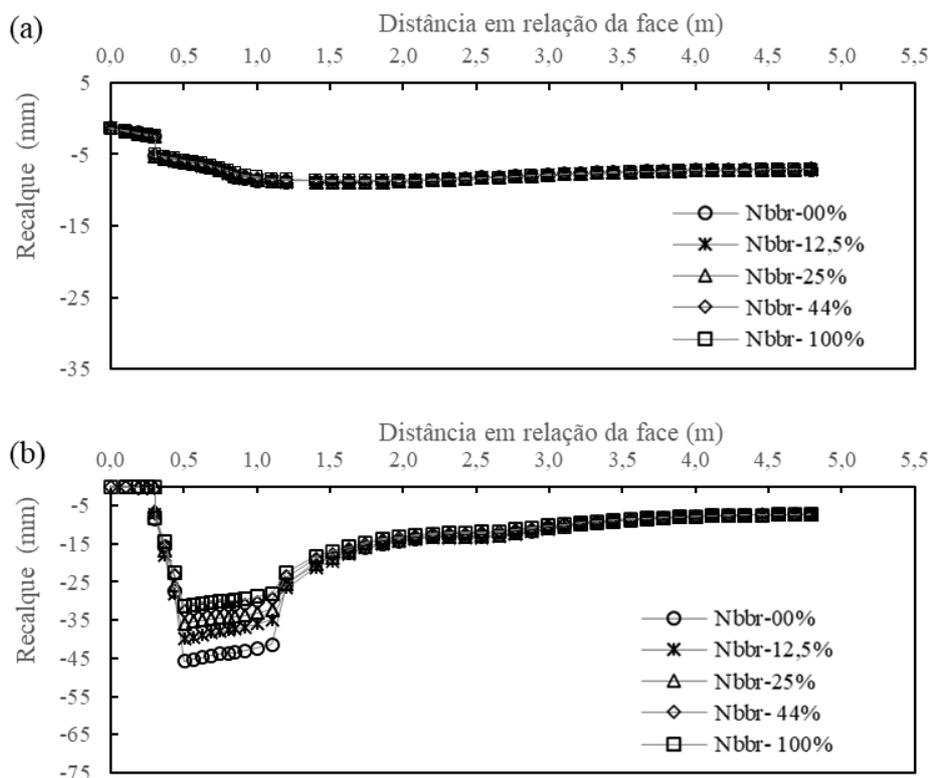
Modelo	RDR (%)	δ (mm)	$\Delta\delta$ (%)
N _{bbr} -00%	0	28	0%
N _{bbr} 12,5%	12,5%	24	33%
N _{bbr} -25%	25%	20	67%
N _{bbr} -44%	44%	17	92%
N _{bbr} -100%	100%	16	100%

A **Figura 59a** e a **Figura 59b** exibem os deslocamentos verticais no topo da estrutura pela distância da face do muro, para as condições pós construção (EOC) e após aplicação da sobrecarga (EOL). Para o instante EOC, os reforços secundários apresentaram pouca influência nas deformações verticais. Já para o instante EOL, a inserção de reforços alterou de modo significativo os deslocamentos verticais. De modo análogo aos deslocamentos da face, a inserção de reforços secundários se mostrou mais eficiente nas camadas superiores da estrutura, mitigando o recalque da sapata. Novamente é observado melhor custo benefício ao enrijecer apenas a metade superior da estrutura.

Tabela 14 - Taxa de recalque pelo comprimento da seção enrijecida, para B de 60 cm e sobrecarga de 200 kPa.

Modelo	RDR (%)	δ (mm)	$\Delta\delta$ (%)
N _{bbr} -00%	0	45	0%
N _{bbr} -12,5%	12,5%	40	36%
N _{bbr} -25%	25%	36	64%
N _{bbr} -44%	44%	33	86%
N _{bbr} -100%	100%	31	100%

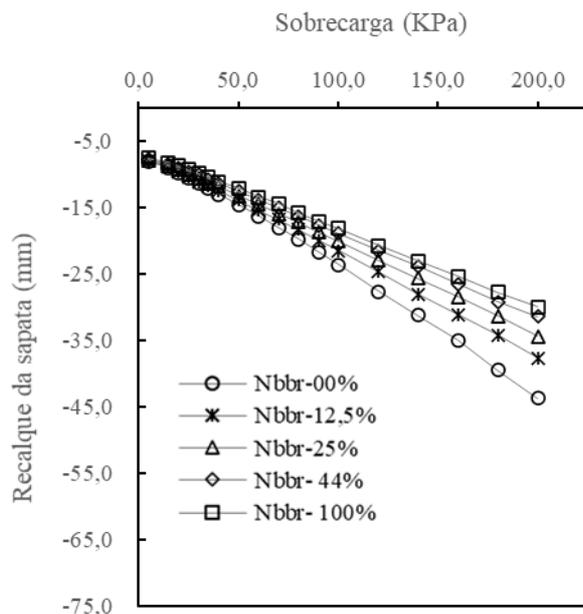
Figura 59 - Efeito do reforço secundário no deslocamento vertical no topo da estrutura: (a) EOC (b) EOL.



As inserções de reforços secundários também influenciaram o comportamento tensão-deformação da sapata. A **Figura 60** apresenta os efeitos do reforço secundário no comportamento tensão-recalque da sapata. Como esperado, as inserções de reforços secundários aumentaram a rigidez da estrutura.

A **Figura 61** apresenta o efeito do reforço secundário nas variações volumétricas da estrutura portante de solo reforçado. Os modelos são apresentados graficamente no primeiro ponto no instante após execução do muro (EOC) e graficamente pelo segundo ponto no instante após aplicação da sobrecarga (EOL). As variações volumétricas foram normalizadas pelo volume inicial e a linha de referência indica variação de volume igual a zero. Desse modo, acima da linha de referência representa uma expansão lateral, enquanto abaixo da linha é indicativo de compressão vertical.

Figura 60 - Efeito do reforço secundário no comportamento carga-recalque da sapata



Nota-se, na **Figura 24**, que o volume total da estrutura não permaneceu constante como proposto por Adams *et al.* (2012). No instante EOC, a estrutura apresentou uma compressão vertical, e não se observa efeitos significativos dos reforços secundários. Contudo, para o instante EOL, o módulo de rigidez do reforço influenciou substancialmente as variações volumétricas. Para o modelo numérico de maior espaçamento, os volumes decorrentes das deformações horizontais foram superiores às decorrentes pelas deformações verticais. No entanto, à medida que se inseriu reforços secundários, as variações de volume laterais e verticais eram reduzidas, sendo a expansão lateral reduzida em maior módulo e proporcionalmente à compressão vertical.

Esta seção apresenta os efeitos do reforço secundário na distribuição ao longo do muro, das cargas e deformações máximas. A **Figura 62a** e a **Figura 62b** apresentam os efeitos do reforço secundário em relação às tensões as cargas máximas ($T_{máx}$) desenvolvidas ao longo da altura do muro, para as condições após construção (EOC) e após aplicação da sobrecarga (EOL). Já a **Figura 63a** e a **Figura 63b** apresentam os efeitos do reforço secundário em relação às deformações máximas ($\epsilon_{máx}$) desenvolvidas ao longo da altura do muro, para as condições após construção (EOC) e após aplicação da sobrecarga (EOL).

No instante EOC ilustrada na **Figura 62a**, às tensões máximas aumentaram com a profundidade, chegando ao máximo na base do muro. Os reforços secundários inseridos nas proximidades da base, modelo Nbbr-12, não tiveram a mesma magnitude de tensões que os reforços primários. Atribui-se esta particularidade ao modo como os reforços são mobilizados na região próxima à base, as tensões máximas ocorreram próximas aos conectores, que, por sua

vez, não são adotados para os reforços secundários. Posteriormente, no instante EOL, as tensões máximas estão localizadas no topo da estrutura e diminuíram conforme se aproximavam da base, apresentando comportamento contrário ao instante anterior. Os reforços secundários mitigaram as cargas máximas nos reforços primários, como era esperado que os fizessem. A redução se deu localmente em maior grau, e em menor grau em suas proximidades.

Figura 61 - Efeito do reforço secundário na variação volumétrica

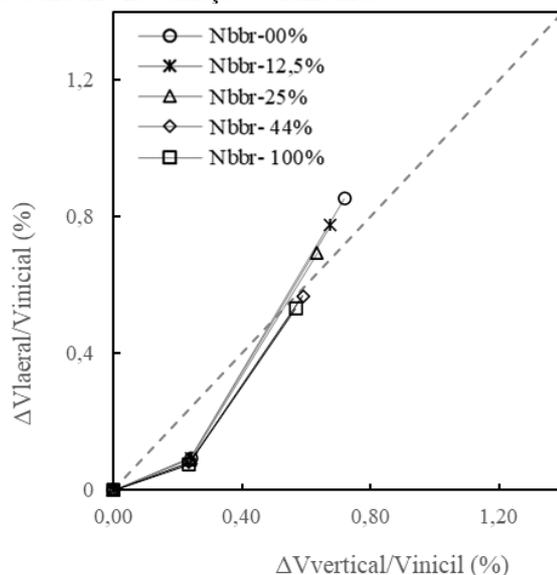
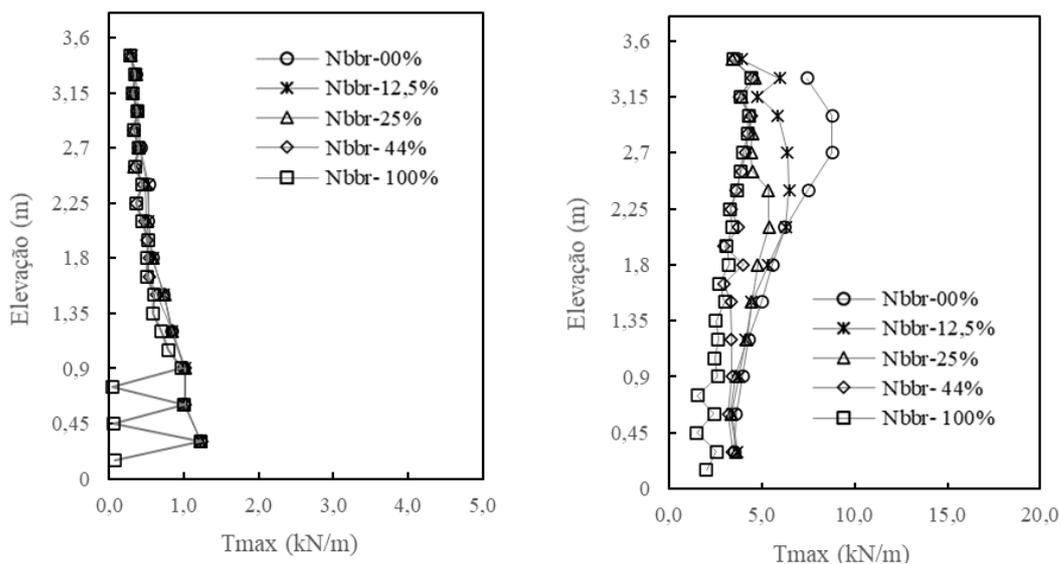


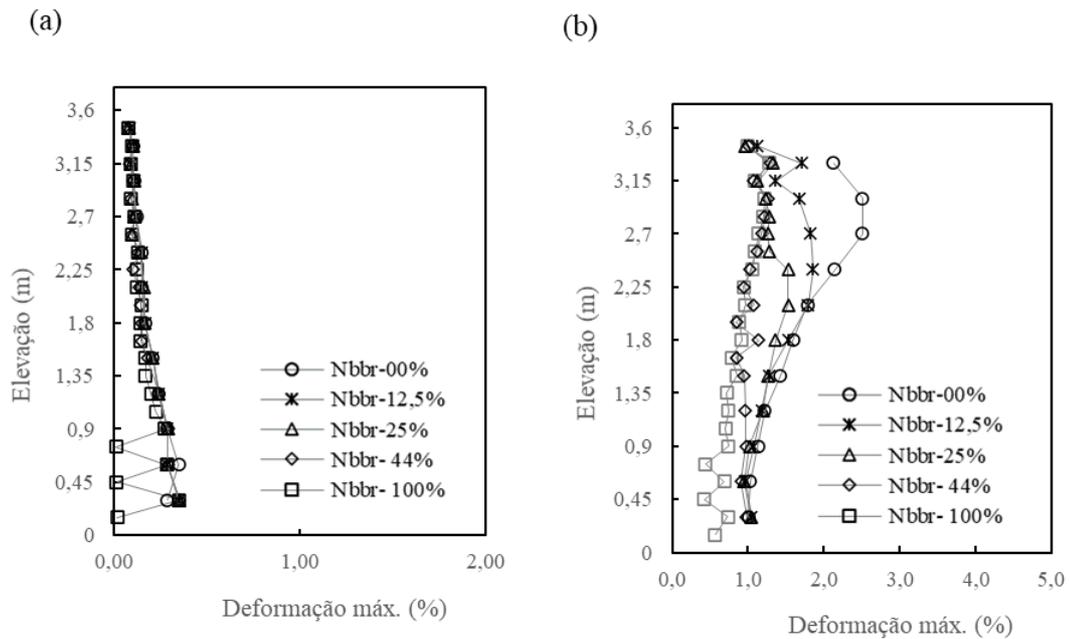
Figura 62 - Efeito do reforço secundário na distribuição de $T_{máx}$ ao longo da altura da estrutura: (a) EOC (b) EOL.



A **Figura 63a** e a **Figura 63b** apresentam os efeitos do reforço secundário em relação às deformações máximas ($\epsilon_{máx}$) desenvolvidas ao longo da altura do muro, para as condições pós construção (EOC) e após aplicação da sobrecarga (EOL). Análogo às tensões as cargas máximas, a distribuição das deformações máximas evidêcia bom funcionamento quando

aplicada nas seções superiores do muro, no entanto, tais deformações são menos eficientes na base. Indicativo de que a sollicitação nos reforços da base ocorre diferentemente das zonas superiores. Diferentemente dos reforços primários, os reforços secundários não são conectados a face, o que permite adotar espaçamentos iguais a metade dos blocos que compõem a face. Além disso por serem de menor comprimento podem acarretar um benefício extra sem um aumento considerável de reforços gastos.

Figura 63 - Efeito do reforço secundário na distribuição de ϵ_{max} ao longo da altura da estrutura: (a) EOC (b) EOL.



CAPÍTULO 5

COMPARAÇÃO DOS DIFERENTES MÉTODOS DE ENRIJECIMENTO

O capítulo anterior aborda diferentes soluções de enrijecimento da estrutura de solo reforçado aplicado ao encontro de pontes, sendo apresentado os resultados numéricos do comportamento e desempenho das estruturas para diversos aspectos do projeto. Este capítulo tem o objetivo de compilar e equiparar tais soluções. Os diferentes métodos de enrijecimento serão correlacionados pela rigidez global da estrutura (S_{index}). Sendo o módulo de rigidez global S_{index} , definido como (Allen *et al.*, 2003; Christopher and Gill, 1990):

$$S_{index} = \frac{\sum_{i=1}^n J_i}{H} \quad \text{Equação 22}$$

Onde J_i é o módulo de rigidez à tração individual para cada reforço inserido e H é a altura do muro. Os reforços secundários, para a determinação do parâmetro S_{index} , foram considerados de mesmo peso que os reforços primários. Os reforços secundários são menos custosos ao empreendimento, por terem menores comprimentos e menor custo de material e instalação. No entanto, esses fatores não foram ponderados na avaliação.

Enfim, os métodos de enrijecimento foram contrastados entre-si, e avaliados considerando os critérios de estado limite de serviço composto pela deformação da face, recalque da sapata e deformação dos reforços. As soluções contrapostas foram: U.J - estrutura com grandes espaçamentos uniformes, enrijecida pelo aumento da rigidez dos reforços; U.Sv - estrutura com rigidez dos reforços constantes, e enrijecida com a diminuição do espaçamento entre reforços; NU.Sv - estrutura seccionada com seções com diferentes densidades de reforços, sendo a seção superior à de maior densidade; NU.J - estrutura seccionada em duas partes, com a seção superior com reforços mais rígidos.

As grandezas das deformações toleradas pela estrutura dependem do material que compõe a face, das configurações e do processo empregado em sua construção (AASTHO, 2014). Adams *et al.*, (2012) estabelecem, aplicado ao *GRS abutment*, o limite de 0,5 % para as deformações verticais e limite de 1,0 % para as deformações horizontais. Apesar das estruturas de objeto deste trabalho não corresponderem integralmente ao *GRS abutment*, os valores limites estabelecidos por Adams *et al.* (2012) são apresentados junto aos resultados, de modo a estabelecer um parâmetro de referência. Além disso, outros valores de referência também

utilizado serão aplicados ao encontro de pontes com o uso de sapatas rasas, não necessariamente de muros de solo reforçado.

A **Figura 64** apresenta o recalque máximo contraposto pela rigidez global (S_{index}), considerando as diferentes configurações analisadas nesta pesquisa. O recalque da sapata é um critério imprescindível para a avaliação do comportamento da estrutura portante de solo reforçado. Junto aos resultados, é apresentado o limite sugerido pela FHWA para *GRS abutment*, deformação máxima de 1% da altura do muro ($H = 3,6$ m). Soma-se também as contribuições de Moulton *et al.* (1982) que, baseadas em um histórico de 314 pontes e estudos teóricos, sugerem como valor aceitável de 50,8 mm para recalques de sapatas corridas aplicadas em pontes. Os limites utilizados não se referem ao tipo de estrutura objeto desta pesquisa, porém foram utilizados de modo a estabelecer uma referência de grandeza.

Como esperado, os recalques foram mitigados com o aumento S_{index} para as diferentes soluções de enrijecimento adotadas (Ambauen *et al.* 2016, Xie *et al.*, 2018). A relação entre rigidez global e recalque se mostrou não-linear e, considerando o recalque da sapata, maiores benefícios foram observados para o aumento da rigidez dentre a rigidez global de 1000 a 1500 kN/m. Nota-se também que o intervalo escolhido transitou entre o aceitável pelas normas para o não aceitável, o que indica que o trecho de rigidez global adotado compreendeu o intervalo de projeto, ou seja, dentre o intervalo estabelecido temos as estruturas superdimensionadas e subdimensionadas.

Destaca-se o bom desempenho das estruturas com espaçamento não uniforme, ou seja, maior rigidez na seção superior (NU.Sv; NU.J). Ambas as soluções apresentaram os resultados mais promissores para todo o intervalo de rigidez analisado, sendo a solução NU.Sv a mais promissora. Em relação aos reforços secundários, representados pela solução U.bbr, apresentaram desempenho inferior, porém o modelo se utiliza de menores comprimentos de reforços, o que não foi contabilizado na rigidez global das estruturas.

A **Figura 65** apresenta os deslocamentos da face das diferentes soluções de enrijecimento em relação à altura. O deslocamento da face é outro importante e indispensável critério de avaliação do bom comportamento de estruturas de solos reforçados. Nesta figura, os deslocamentos máximos ao longo da altura são contrapostos pela rigidez global (S_{index}), para a faixa de 500 a 3000 kN/m. Junto aos resultados numéricos, o limite de deslocamento da face imposta pela FHWA para estruturas *GRS abutment* é apresentado. A FHWA sugere a deformação limite de 2% do comprimento da sapata mais a distância da face à sapata. Além disso, Moulton *et al.* recomendam que os movimentos horizontais sejam limitados a 38,1 mm.

Da mesma forma, pesquisas sobre o desempenho de pontes também indicam que movimentos de encontros horizontais inferiores a 38,1 mm geralmente podem ser tolerados por superestruturas de pontes sem danos significativos (BOZOZUK 1978; WALKINSHAW, 1978; WAHLS,1990).

Figura 64 – recalque da sapata em relação à rigidez global, para as diferentes soluções de enrijecimento.

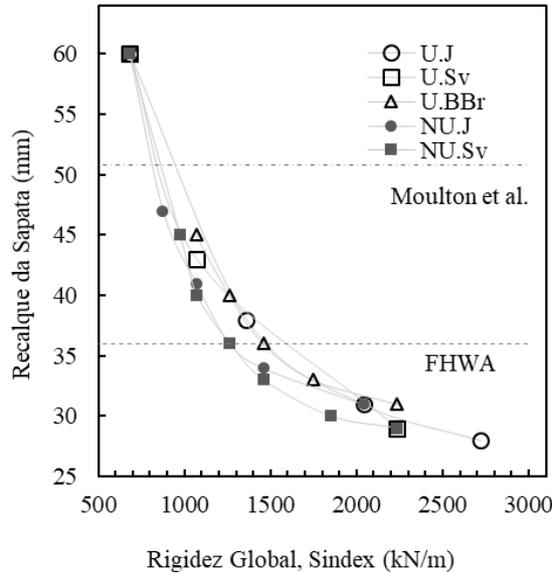
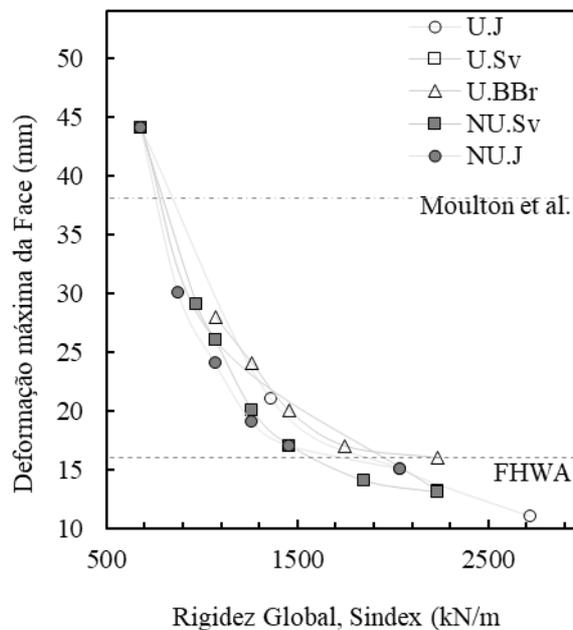


Figura 65 – Deslocamento da face em relação à rigidez global, para as diferentes soluções de enrijecimento.



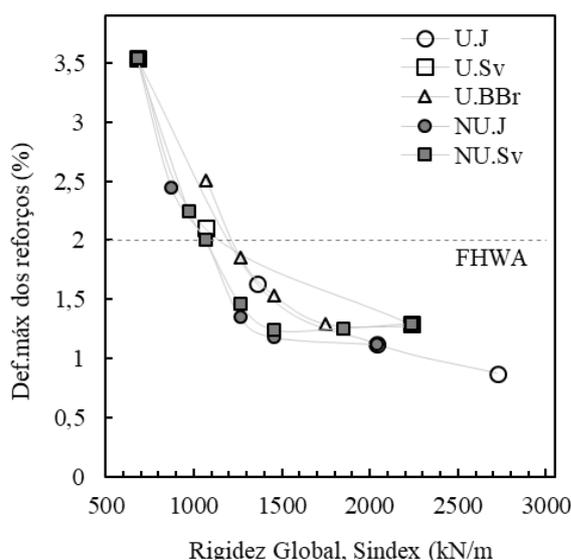
Assim como observado para o recalque da sapata e considerando os deslocamentos da face, destaca-se o bom desempenho das estruturas em que a seção superior possuía maior rigidez (NU.Sv; NU.J). Ou seja, para uma mesma rigidez global a estrutura apresentou menores deslocamentos. Para atender aos critérios limites, a rigidez necessária foi maior, necessitando

de valores de rigidez global superiores a 1500 kN/m, enquanto os limites impostos para os recalques da sapata demandaram uma rigidez global mínima de 1300 kN/m. Consequentemente, os limites impostos a deformação da face foram mais restritivos.

A **Figura 66** apresenta as deformações máximas nos reforços para as diferentes soluções de enrijecimento adotadas neste estudo. As deformações máximas dos reforços são contrapostas pela rigidez global (S_{index}), para a faixa de 500 a 3000 kN/m. A FHWA determina o limite de 2% de deformação para os reforços, sendo esta verificação a que garante que a carga real no reforço seja menor que a calculada para limitar as tensões laterais.

As deformações nos reforços foram mitigadas à proporção que se aumentou a rigidez global das estruturas para a maioria das soluções. Porém, para determinados modelos a partir de certa rigidez global, as deformações permaneceram constantes. Essa singularidade foi observada nos modelos que possuíam reforços nas extremidades superior e inferior da seção transversal do muro. Uma possível explicação é o alívio no embutimento durante a execução e aplicação da sobrecarga que, por sua vez, é compensada pelos reforços. O modelo de menor rigidez global a atender o critério de 2,0 % de deformação máxima do reforço foi o NU.Sv. Assim como, os outros critérios, o modelo NU.Sv foi o que apresentou os resultados mais promissores. Ressalta-se que a solução NU.Sv apresentou também menor amplitude da tensão máxima, o que poderia gerar maior facilidade para a otimização do uso dos reforços, e melhor desempenho ao longo do tempo.

Figura 66 – Def. máx dos reforços em relação à rigidez global, para as diferentes soluções de enrijecimento.



Considerando as diferentes soluções (NU.Sv; NU.J e Nbr), o enrijecimento da seção superior se mostrou benéfica para o desempenho da estrutura. Estruturas que tiveram a metade

superior do muro enrijecidas tiveram desempenho similar a estruturas que tiveram 100% da estrutura enrijecida, independente das soluções adotadas. De acordo com Xie *et al.*, (2018), a concentração de reforços na seção de maior concentração de tensões verticais e horizontais, gera maiores benefícios a estrutura.

Atualmente estruturas de solos reforçados com espaçamentos maiores entre os reforços podem gerar uma economia de tempo de execução, no entanto, os enrijecimentos com diferentes níveis de rigidez a tração do reforço podem prejudicar o comportamento da estrutura ao longo do tempo, devido a distribuição desigual das tensões nos reforços. Diferentemente, ao enrijecer a seção superior ao diminuir os espaçamentos entre reforços, se mostrou uma solução satisfatória, diminuindo a amplitude das cargas mobilizadas nos reforços ao longo da altura do muro.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES

Neste estudo utilizou-se o método dos elementos finitos no estado plano de deformações, a partir do programa *PlaxisV.8.2*, para a simulação do comportamento de um muro portante de solo reforçado com geossintético. O modelo de validação foi baseado no muro de Hatami e Barthust (2005), sendo validado a partir da consideração dos dados mensurados fisicamente fornecidos pelos autores, para os instantes após a execução do muro e para diferentes sobrecargas aplicadas sobre a estrutura. Em seguida, um estudo paramétrico foi conduzido para investigar as influências e diferentes estratégias de enrijecimento da estrutura. As diferentes configurações da geometria interna foram alcançadas modificando as configurações internas, alternando o espaçamento dos reforços, a rigidez à tração dos reforços e a inserção dos reforços secundários. As seguintes conclusões podem ser retiradas deste estudo:

- As tensões verticais adicionais resultantes dos modelos numéricos de elementos finitos demonstraram razoável conformidade com os métodos analíticos AASTHO 2 to 1 e FHWA- teoria de Boussinesq. Destaca-se o acúmulo de tensões na parte superior, efeito este que foi mitigado com a densificação de reforço e aumento das dimensões da sapata. Evidencia-se ainda que a diminuição dos espaçamentos, somada ao aumento da rigidez dos reforços, teve efeito significativo na redução do acúmulo de tensão.
- Para o instante EOC, a máxima deformação lateral ocorreu na metade da altura do muro. Já para o instante EOL, a localização da máxima deformação lateral ocorreu na seção superior do muro. Essas observações foram válidas para as diferentes configurações da geometria interna, inclusive para os modelos que tiveram a seção superior enrijecida localmente. Tal observação evidencia os efeitos globais das estruturas reforçadas com geometrias internas não uniformes (NU.Sv; NU.J), que são capazes de agir não apenas localmente, como também nas regiões da estrutura de menor rigidez.
- A variação volumétrica proposta por Adams et. (2002) não foi atendida pelos modelos. Para o instante EOC, a compressão vertical foi superior à expansão lateral. Já no instante EOL, para as estruturas menos rígidas, a expansão lateral superou a compressão vertical. No entanto, à medida que as estruturas eram enrijecidas, a expansão lateral era significativamente reduzida e a compressão vertical tornava-se a deformação de maior expressão.
- Para as soluções convencionais, caracterizadas pelo espaçamento uniforme, as cargas máximas no instante EOC foram maiores para as menores elevações, apresentando os

maiores valores próximos à base da estrutura. Para o instante EOL, as maiores cargas máximas eram observadas no topo da estrutura. As soluções com espaçamentos não uniformes influenciaram a distribuição das cargas máximas, principalmente nos reforços na seção superior, de maior rigidez, sendo observados os efeitos tanto localmente quanto globalmente. A solução NU.Sv mitigou as cargas máximas e a sua amplitude, enquanto a solução NU.J ocasionou no aumento das cargas máximas.

- O aumento uniforme da rigidez dos reforços, para grandes espaçamentos, resultou na diminuição da deformação da face, redução do recalque da sapata, aumento das cargas máximas mobilizadas nos reforços e diminuição das deformações dos reforços. Os efeitos da rigidez dos reforços nas tensões verticais adicionais devido à sobrecarga não foram significativos.
- A diminuição dos espaçamentos entre reforços resultou na diminuição da deformação da face, redução do recalque da sapata, diminuição das cargas máximas mobilizadas nos reforços e diminuição das deformações dos reforços. As tensões verticais adicionais devido à sobrecarga foram afetadas pela diminuição do espaçamento, havendo uma redução significativa das tensões.
- Para as condições propostas neste estudo, não foram observados benefícios adicionais ao material compósito aplicado à estrutura, considerando a deformação da face e o recalque da sapata. No entanto, menores espaçamentos entre reforços mitigaram as tensões verticais próximas à sapata, além de promoverem menor amplitude das deformações e das cargas máximas mobilizadas nos reforços.
- Os benefícios do enrijecimento das estruturas, considerando os critérios de serviço, possuem comportamento não linear, sendo relativamente altos para o intervalo de 500 kN/m a 1250 kN/m, e baixos para maiores módulos de rigidez global, entre 1250 kN/m a 3000 kN/m. Sendo que o intervalo estudado, 500 a 3000 kN/m, compreendeu estruturas subdimensionadas e superdimensionadas.
- As soluções com espaçamentos não uniformes, NU.J e NU.Sv, apresentaram resultados promissores. Ao enrijecer a metade superior da estrutura, os benefícios podem chegar a 93% do equivalente ao enrijecer a estrutura como um todo. Conseqüentemente, as soluções apresentadas podem apresentar em uma economia de 25% do reforço empregado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABU-FARSAKH, Murad; ARDAH, Allam; VOYIADJIS, George. 3D Finite element analysis of the geosynthetic reinforced soil-integrated bridge system (GRS-IBS) under different loading conditions. **Transportation Geotechnics**, v. 15, p. 70-83, 2018.
- ABU-HEJLEH, N. *et al.* Monitored displacements of unique geosynthetic-reinforced soil bridge abutments. **Geosynthetics International**, v. 9, n. 1, p. 71-95, 2002.
- ABU-HEJLEH, Naser; WANG, Trever; ZORNBERG, Jorge G. Performance of geosynthetic-reinforced walls supporting bridge and approaching roadway structures. **Geotechnical Special Publication**, n. 103, p. 218-243, 2000.
- ADAMS, M. , A. M.; NICKS, J. Secondary Settlement of Geosynthetic Reinforced Soil Piers: Preliminary Results. (American Society of Civil Engineers, Ed.) Proceedings of GeoCongress. Anais...Atlanta, GA: 2014
- ADAMS, M. Performance of a prestained geosynthetic reinforced soil bridge pier. **Mechanically stabilized backfill**, 1997.
- ADAMS, M. T. *et al.* Vegas mini pier experiment and postulate of zero volume change. In: **Proceedings, Seventh International Conference on Geosynthetics**. 2002. p. 389-394.
- ADAMS, M. T.; KETCHART, K.; WU, J. T. H. Mini Pier Experiments: Geosynthetic Reinforcement Spacing and Strength as Related to Performance. (A. S. of C. Engineers, Ed.) Proceedings of GeoDenver 2007. Anais...Denver, CO. Acesso em: 27 fev. 2018
- ADAMS, Michael *et al.* Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System. **Interim Implementation Guide (No. FHWA-HRT-11-026)**, 2011. ADAMS, Michael *et al.* **Geosynthetic reinforced soil integrated bridge system, interim implementation guide**. Federal Highway Administration, 2012.
- ADAMS, Michael *et al.* **Geosynthetic reinforced soil integrated bridge system, interim implementation guide**. Federal Highway Administration, 2012.
- ADAMS, Michael T.; KETCHART, Kanop; WU, Jonathan TH. Mini pier experiments geosynthetic reinforcement spacing and strength as related to performance. **Proc., Geo-Denver 2007: Geosynthetics in Reinforcement and Hydraulic Applications**, 2007.
- ADAMS, Michael T.; OOI, Phillip SK; NICKS, Jennifer E. Mini-pier testing to estimate performance of full-scale geosynthetic reinforced soil bridge abutments. **Geotechnical Testing Journal**, v. 37, n. 5, p. 884-894, 2014.

ALEXIEW, D.; SOBOLEWSKI, J.; POHLMANN, H. Projects and optimized engineering with geogrids from " non-usual" polymers. In: **Proc. 2nd European Geosynthetics Conference, Bologna**. 2000. p. 239-244. ALLEN, T. M.; BATHURST, R. J. Observed long-term performance of geosynthetic walls and implications for design. **Geosynthetics International**, v. 9, n. 5-6, p. 567-606, 2002.

ALLEN, T. M.; BATHURST, R. J. Soil reinforcement loads in geosynthetic walls at working stress conditions. **Geosynthetics International**, v. 9, n. 5-6, p. 525-566, 2002.

ALLEN, T. M.; BATHURST, R. J.; BERG, R. R. Global level of safety and performance of geosynthetic walls: an historical perspective. **Geosynthetics International**, v. 9, n. 5-6, p. 395-450, 2002. Allen *et al.*, 2003;

AMBAUEN, S. *et al.* Service-state behavior of reinforced soil walls supporting spread footings: A parametric study using finite-element analysis. **Geosynthetics International**, v. 23, n. 3, p. 1–15, 2015.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO. LRFD bridge design specifications. 7th ed. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials; 2014.

ARDAH, A.; ABU-FARSAKH, M. Y.; VOYIADJIS, G. Z. Numerical evaluation of the effect of differential settlement on the performance of GRS-IBS. **Geosynthetics International**, v. 25, n. 4, p. 427-441, 2018.

ARDAH, Allam; ABU-FARSAKH, Murad; VOYIADJIS, George. Numerical evaluation of the performance of a Geosynthetic Reinforced Soil-Integrated Bridge System (GRS-IBS) under different loading conditions. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 45, n. 6, p. 558-569, 2017.

ASTM, D. 5262,. **Standard Test Method for Evaluating the Unconfined Tension Creep Behavior of Geosynthetics**, 1992.

ASTM, D. Standard test methods for one-dimensional consolidation properties of soils using incremental loading. **D2435/D2435M-11**, 2011.

ASTM, Designation. D5298-94 (2000), “Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper”. **Annual Book of ASTM Standards**, v. 4, n. 8.

BARKER, Richard M.; PUCKETT, Jay A. **Design of highway bridges based on AASHTO LRFD bridge design specifications**. 1987. XIAO, M. et al. **Synthesis and evaluation of the service limit state of engineered fills for bridge support**. United States. Federal Highway Administration. Office of Infrastructure Research and Development, 2016.

- BATHURST, R. J. *et al.* Seismic design issues for geosynthetic reinforced segmental retaining walls. **Mechanically stabilized backfill**, p. 79-97, 1997.
- BATHURST, R. J.; HATAMI, K. Review of numerical modeling of geosynthetic reinforced soil walls. In: **Proc., 10th Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics**. 2001. p. 1223-1232.
- BATHURST, R.J., 1998. NCMA Segmental Retaining Wall Seismic Design Procedure—Supplement to Design Manual for Segmental Retaining Walls. National Concrete Masonry Association, Herndon, VA, USA, 187p
- BENJAMIM, C. V. S. **Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil**. 2006. 326 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- BENJAMIM, C. V. S.; BUENO, B. S.; ZORNBERG, J. G. Field monitoring evaluation of geotextile-reinforced soil-retaining walls. **Geosynthetics International**, v. 14, n. 2, p. 100-118, 2007.
- BERG, Ryan R.; CHRISTOPHER, Barry Rodney; SAMTANI, Naresh C. **Design and construction of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes**. US Department of Transportation, Federal Highway Administration, National Highway Institute, 2009.
- BOSCARDIN, Marco D. et al. Hyperbolic parameters for compacted soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 116, n. 1, p. 88-104, 1990. BOUSHERIAN e VULOVA, 2001
- BRINKGREVE, R. B. J. Time-dependent behaviour of soft soils during embankment construction—a numerical study. **Proc. NUMOG IX**, p. 631-637, 2004.
- BRINKGREVE, R. B. J.; VERMEER, P. A. Plaxis finite element code for soil and rock analyses, Version 8. **Balkema, Rotterdam**, 2002.
- BRINKGREVE, R. B. J.; VERMEER, P. A. Plaxis Manual (Version8). **University of Stuttgart, Germany AA Balkema/Rotterdam/Brookfield**, 2006.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BS). **BS 8006: Code of practice for strengthened/Reinforced soils and other fills**. British Standard Institution, 2010.
- BRUGGER, P. J.; ESTEVÃO, A. F. DA S. Muro de Contenção Portante em Solo Reforçado. **FUNDAÇÕES & OBRAS GEOTÉCNICAS**, p. 56–63, 2004.
- BS8006. 1995. Code of Practice for strengthened/reinforced soils and other fills. British Standards Institute

- CHAKRABORTY, D. and KUMAR, J. (2014). “Bearing Capacity of Strip Foundations in Reinforced Soils,” *International Journal of Geomechanics*, 14(1), 45–58.
- CHRISTOPHER, B.R., Gill, S.A., Giroud, J.-P., Juran, I., Mitchell, J.K., Schlosser, F., and Dunncliff, J. 1990. Reinforced soil structures. Vol. 1: Design and construction guidelines. Federal Highway Administration, Washington, D.C. Report FHWA-RD-89-043.
- DA SILVA, André Estêvão Ferreira; BRUGGER, Paulo José; ENGENHARIA, Brugger. Análise do Comportamento de Muro de Contenção Portante em Solo Reforçado a partir de Monitoramento de Campo. In: **12th Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG)**.(In Portuguese). 2012.
- DAMIANS, I. P. et al. Numerical study of the influence of foundation compressibility and reinforcement stiffness on the behavior of reinforced soil walls. **International Journal of Geotechnical Engineering**, v. 8, n. 3, p. 247-259, 2014.
- DUANCAN, J. M. Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses. **Report No. UCB/GT/80-01**, 1980.
- DUNCAN, J. M. *et al.* Estimation earth pressures due to compaction. **Journal of geotechnical engineering**, v. 117, n. 12, p. 1833-1847, 1991.
- DUNCAN, James M.; CHANG, Chin-Yung. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. **Journal of Soil Mechanics & Foundations Div**, 1970.
- DYER, n. r. e MILLIGAN, G. W. E., 1984 “A photoelastic investigation of interaction of cohesionless soil with reinforcement placed at different orientations”. In: Proceedings of Conf. on In Situ soil and Rock reinforcement, pp.257-262
- EHRlich, M e MITCHELL, J. K., 1994, “Working stress design method for reinforced soil walls”. *Journal of Geotechnical Engineering*, v.120, n.4, pp.625-645.
- EHRlich, M.; MIRMORADI, S. H. Evaluation of the effects of facing stiffness and toe resistance on the behavior of GRS walls. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 40, p. 28-36, 2013.
- EHRlich, Maurício; BECKER, Leonardo. **Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução**. Oficina de Textos, 2009.
- ELIAS, Victor. **Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes: Design and construction guidelines**. US Department of Transportation, Federal Highway Administration, National Highway Institute, 2001.

- ELLIS, E. A.; SPRINGMAN, S. M. **Modelling of soil-structure interaction for a piled bridge abutment in plane strain FEM analyses.** *Computers and Geotechnics*, v. 28, n. 2, p. 79–98, 2001.
- FANNIN, R. J. Long-term variations of force and strain in a steep geogrid-reinforced soil slope. *Geosynthetics international*, v. 8, n. 1, p. 81-96, 2001.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). **Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines**, volume I, publication No. FHWA/NHI- 10-025, Authored by Berg, R.R., Christopher, B.R. and Samtani, N. C., 200
- FOX, P. J. *et al.* Numerical simulation of the deformation response of geosynthetic reinforced soil mini-piers. *Geosynthetics International*, v. 25, n. 3, p. 271–286, 2018.
- FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. The shear strength of unsaturated soils. *Canadian geotechnical journal*, v. 15, n. 3, p. 313-321, 1978.
- GULER, E.; HAMDERI, M.; DEMIRKAN, M. M. Numerical analysis of reinforced soil-retaining wall structures with cohesive and granular backfills. *Geosynthetics International*, v. 14, n. 6, p. 330-345, 2007.
- HATAMI, Kianoosh; BATHURST, Richard J. Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 42, n. 4, p. 1066-1085, 2005.
- HATAMI, Kianoosh; BATHURST, Richard J. Numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, v. 132, n. 6, p. 673-684, 2006.
- HATAMI, Kianoosh; BATHURST, Richard J. Parametric analysis of reinforced soil walls with different backfill material properties. In: **NAGS'2006 Conference, Las Vegas, Nevada, USA.** 2005. p. 1-15.
- HELWANY, B., Wu, J.T.H., 1992. A generalized creep model for geosynthetics. In: *Earth Reinforcement Practice*, Ochiai, H., Hayashi, S., Otani, J. (Eds.), A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield, Vol. 1, pp. 79–84.
- HELWANY, M. B.; WU, J. T. H. A numerical model for analyzing long-term performance of geosynthetic-reinforced soil structures. *Geosynthetics International*, v. 2, n. 2, p. 429-453, 1995.
- HELWANY, M. Bassam. Long-term soil-geosynthetic interaction in geosynthetic-reinforced soil structures. 1994.

- HELWANY, S. M. B.; REARDON, G.; WU, J. T. H. Effects of backfill on the performance of GRS retaining walls. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 17, n. 1, p. 1-16, 1999.
- HELWANY, S. M. B.; WU, J. T. H.; FROESSL, B. GRS bridge abutments - An effective means to alleviate bridge approach settlement. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 21, n. 3, p. 177–196, jun. 2003.
- HELWANY, S. M.B.; WU, J. T. H.; KITSABUNNARAT, A. Simulating the behavior of GRS bridge abutments. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 10, p. 1229–1240, 2007.
- HO, S. K.; ROWE, R. Kerry. Effect of wall geometry on the behaviour of reinforced soil walls. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 14, n. 10, p. 521-541, 1996. HOLTZ, R. D.; CHRISTOPHER, B. R.; BERG, R. R. Geosynthetic Engineering Bitech Publishers. **Richmond, Canada**, 1997.
- HUANG, Bingquan; BATHURST, Richard J.; HATAMI, Kianoosh. Numerical study of reinforced soil segmental walls using three different constitutive soil models. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering**, v. 135, n. 10, p. 1486-1498, 2009.
- JEWELL, R. A., 1980, Some effects of reinforcement on the mechanical behavior of soils. Ph.D. dissertation, Cambridge University, Cambridge, England
- JEWELL, R.A. (1980). Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behavior of Soils. Ph.D. Dissertação, Cambridge University, Cambridge, UK.
- KALIAKIN, V. N.; DECHASAKULSOM, M.; LESHCHINSKY, D. Investigation of the isochrone concept for predicting relaxation of geogrids. **Geosynthetics International**, v. 7, n. 2, p. 79-99, 2000.
- KARPURAPU, Rajagopal; BATHURST, Richard J. Behaviour of geosynthetic reinforced soil retaining walls using the finite element method. **Computers and geotechnics**, v. 17, n. 3, p. 279-299, 1995. KETCHART, Kanop. Performance of geosynthetic-reinforced soil bridge pier and abutment, Denver, Colorado, USA. **Mechanically stabilized backfill**, 1997.
- KIM, Moon K.; LADE, Poul V. Single hardening constitutive model for frictional materials: I. Plastic potential function. **Computers and Geotechnics**, v. 5, n. 4, p. 307-324, 1988.
- KIM, Moon K.; LADE, Poul V. Single hardening constitutive model for frictional materials: I. Plastic potential function. **Computers and Geotechnics**, v. 5, n. 4, p. 307-324, 1988.
- KOERNER, Robert M.; KOERNER, George R. An extended data base and recommendations regarding 320 failed geosynthetic reinforced mechanically stabilized earth (MSE) walls. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 46, n. 6, p. 904-912, 2018.

- KONGKITKUL, W. *et al.* Residual deformation due to the viscous property during cyclic loading of geosynthetic reinforcement. In: **Proceedings of the 3rd Asian Regional Conference on Geosynthetics, GeoAsia 2004**. 2004.
- KONGKITKUL, W. *et al.* Time histories of tensile force in geogrid arranged in two full-scale high walls. **Geosynthetics International**, v. 17, n. 1, p. 12-32, 2010.
- KONGKITKUL, W.; CHANTACHOT, T.; TATSUOKA, F. Simulation of geosynthetic load–strain–time behaviour by the non-linear three-component model. **Geosynthetics International**, v. 21, n. 4, p. 244-255, 2014.
- KONGKITKUL, W.; TATSUOKA, F. A theoretical framework to analyse the behaviour of polymer geosynthetic reinforcement in temperature-accelerated creep tests. **Geosynthetics International**, v. 14, n. 1, p. 23-38, 2007.
- LADE, P. V., and KIM, M. K. (1988a). “Single hardening constitutive model for frictional materials. II: Yield criterion and plastic work contours.” *Comput. Geotech.*, 6(1), 13–29.
- LADE, P. V., and KIM, M. K. (1988b). “Single hardening constitutive model for frictional materials. III: Comparisons with experimental data.” *Comput. Geotech.*, 6 (1), 31–47.
- LADE, Poul V. Overview of constitutive models for soils. **Geo-Frontier 2005**, 2005.
- LEE, K. Z. Z.; WU, J. T. H. A synthesis of case histories on GRS bridge-supporting structures with flexible facing. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 22, n. 4, p. 181–204, 2004.
- LEE, Wei F. **Internal stability analyses of geosynthetic reinforced retaining walls**. 2000. Tese de Doutorado. University of Washington.
- LESHCHINSKY, B. Limit Analysis Optimization of Design Factors for Mechanically Stabilized Earth Wall-Supported Footings. **Transportation Infrastructure Geotechnology**, v. 1, n. 2, p. 111–128, 28 jun. 2014.
- LESHCHINSKY, 2015; AMBAUEN *et al.*, 2016; ARDAH *et al.*, 2017).
- LI, A. L.; ROWE, R. K. Influence of creep and stress-relaxation of geosynthetic reinforcement on embankment behaviour. **Geosynthetics International**, v. 8, n. 3, p. 233-270, 2001.
- LI, Allen Lunzhu; ROWE, R. Kerry. Effects of viscous behavior of geosynthetic reinforcement and foundation soils on the performance of reinforced embankments. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 26, n. 4, p. 317-334, 2008.
- LI, Fu-Lin *et al.* FE simulation of viscous behavior of geogrid-reinforced sand under laboratory-scale plane-strain-compression testing. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 31, p. 72-80, 2012.
- LING, H. I. *et al.* Finite element study of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall with concrete-block facing. **Geosynthetics International**, v. 7, n. 3, p. 163-188, 2000.

- LING, H. I.; LESHCHINSKY, D. Finite element parametric study of the behavior of segmental block reinforced-soil retaining walls. **Geosynthetics International**, v. 10, n. 3, p. 77-94, 2003.
- LING, Hoe I.; TATSUOKA, Fumio; TATEYAMA, Masaru. Simulating performance of GRS-RW by finite-element procedure. **Journal of geotechnical engineering**, v. 121, n. 4, p. 330-340, 1995.
- LIU, H.; LING, H. I. Constitutive modeling of the time-dependent monotonic and cyclic behavior of geosynthetics. **Geosynthetics and geosynthetic-engineered soil structures**, p. 281-302, 2005.
- LIU, H.; WON, M.-S. Long-Term Reinforcement Load of Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE**, v. 135, n. July, p. 875–889, 2009.
- LIU, Huabei. Long-term lateral displacement of geosynthetic-reinforced soil segmental retaining walls. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 32, p. 18-27, 2012.
- LIU, Huabei; LING, Hoe I. Unified elastoplastic–viscoplastic bounding surface model of geosynthetics and its applications to geosynthetic reinforced soil-retaining wall analysis. **Journal of engineering mechanics**, v. 133, n. 7, p. 801-815, 2007.
- LOPES, M. L.; CARDOSO, A. S.; YEO, K. C. Modelling performance of a sloped reinforced soil wall using creep function. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 13, n. 3, p. 181-197, 1994.
- MIRMORADI, S. H. H.; EHRLICH, M. Geotextiles and Geomembranes Effects of facing, reinforcement stiffness, toe resistance, and height on reinforced walls. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 45, n. 1, p. 67–76, fev. 2017.
- MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M. Experimental evaluation of the effect of compaction near facing on the behavior of GRS walls. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 46, n. 5, p. 566-574, 2018.
- MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M. Modeling of the compaction-induced stresses in numerical analyses of GRS walls. **International Journal of Computational Methods**, v. 11, n. 02, p. 1342002, 2014.
- MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M. Modeling of the compaction-induced stress on reinforced soil walls. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 43, n. 1, p. 82-88, 2015.
- MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M. Numerical Evaluation of the Behavior of GRS Walls with Segmental Block Facing under Working Stress Conditions. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 8, n. Wall 1, p. 1–8, mar. 2014.

- MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M. Numerical simulation of compaction-induced stress for the analysis of RS walls under working conditions. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 46, n. 3, p. 354-365, 2018.
- MORRISON, Kimberly Finke *et al.* **Shored mechanically stabilized earth (SMSE) wall systems design guidelines**. 2006.
- NICKS, J. E.; ESMAILI, D.; ADAMS, M. T. Deformations of geosynthetic reinforced soil under bridge service loads. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 44, n. 4, p. 641–653, 2016.
- NICKS, Jensen E. *et al.* **Geosynthetic reinforced soil performance testing—Axial load deformation relationships**. 2013.
- PALMEIRA, Ennio Marques. Soil–geosynthetic interaction: Modelling and analysis. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 27, n. 5, p. 368-390, 2009.
- PLÁCIDO, Rafael Ribeiro. **Análises de campo e laboratório do comportamento ao longo do tempo de muros de solos tropicais finos reforçados com geossintéticos**. 2017. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.
- PORTELINHA, F. H. M.; ZORNBERG, J. G. Effect of infiltration on the performance of an unsaturated geotextile-reinforced soil wall. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 45, n. 3, p. 211-226, 2017.
- PORTELINHA, F. H. M.; ZORNBERG, J. G.; PIMENTEL, V. Field performance of retaining walls reinforced with woven and nonwoven geotextiles. **Geosynthetics International**, v. 21, n. 4, p. 270-284, 2014.
- PORTELINHA, Fernando Henrique Martins. **Avaliação experimental da influência do avanço do umedecimento no comportamento de muros de solos finos reforçados com geotêxteis não tecidos**. 2012. Tese de Doutorado. Tese de doutorado na programa de geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 297p.
- R.J., B.; HATAMI, K. Review of numerical modeling of geosynthetic reinforced-soil wall. (T. Desai *et al.*, Eds.) In **Proceedings of the 10th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanic**. Anais...Tucson, Ariz: 2001
- RICCIO, Mario; EHRLICH, Mauricio; DIAS, Daniel. Field monitoring and analyses of the response of a block-faced geogrid wall using fine-grained tropical soils. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 42, n. 2, p. 127-138, 2014.
- ROWE, R. Kerry; SKINNER, Graeme D. Numerical analysis of geosynthetic reinforced retaining wall constructed on a layered soil foundation. **Geotextiles and geomembranes**,

- v. 19, n. 7, p. 387-412, 2001. ROWE, R. K.; HO, S. K. Some insights into reinforced wall behaviour based on finite element analysis. **Earth Reinforcement**, v. 1, n. 1, p. 485-490, 1996.
- ROWE, R. Kerry; TAECHAKUMTHORN, C. Combined effect of PVDs and reinforcement on embankments over rate-sensitive soils. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 26, n. 3, p. 239-249, 2008.
- SAGHEBFAR, Milad *et al.* Performance monitoring of geosynthetic reinforced soil integrated bridge system (GRS-IBS) in Louisiana. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 45, n. 2, p. 34-47, 2017.
- SCHLOSSER, F., and Long, N. T. (1974). "Recent results in French research on reinforced earth." *J. Constr. Div.*, 100(3), 223–237.
- SHAMSABADI, Anoosh; ASHOUR, Mohamed; NORRIS, Gary. Bridge abutment nonlinear force-displacement-capacity prediction for seismic design. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 131, n. 2, p. 151-161, 2005.
- SHARMA, K. G.; RAO, G. V.; RAJU, G. V. S. S. Elasto-plastic analysis of a reinforced soil wall by FEM. In: **Computer Methods and Advances in Geomechanics: Proceedings of the 8th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Morgantown, W. Va.** 1994. p. 22-28.
- SHEN, Panpan *et al.* Responses of geosynthetic-reinforced soil (GRS) abutments under bridge slab loading: Numerical investigation. **Computers and Geotechnics**, v. 123, p. 103566, 2020.
- SHINODA, Masahiro; BATHURST, Richard J. Lateral and axial deformation of PP, HDPE and PET geogrids under tensile load. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 22, n. 4, p. 205-222, 2004.
- SHEN, Panpan *et al.* Responses of geosynthetic-reinforced soil (GRS) abutments under bridge slab loading: Numerical investigation. *Computers and Geotechnics*, v. 123, p. 103566, 2020.
- SHINODA, Masahiro; BATHURST, Richard J. Strain measurement of geogrids using a video-extensometer technique. **Geotechnical testing journal**, v. 27, n. 5, p. 456-463, 2005.
- SKINNER, G. D.; ROWE, R. K. Design and behaviour of geosynthetic-reinforced soil walls constructed on yielding foundations. **Geosynthetics International**, v. 10, n. 6, p. 200-214, 2003.
- SKINNER, Graeme D.; ROWE, R. Kerry. Design and behaviour of a geosynthetic reinforced retaining wall and bridge abutment on a yielding foundation. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 23, n. 3, p. 234-260, 2005.

- SMITH, Ian Moffat; GRIFFITHS, Denwood Vaughan; MARGETTS, Lee. **Programming the finite element method**. John Wiley & Sons, 2013.
- SPECIFICATIONS, AASHTO-LRFD Bridge Design *et al.* American Association of State Highway and Transportation Officials. **Washington, DC**, 2012.
- STANDARD, A. S. T. M. D7181-11 (2011). **Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils**, v. 1, p. 1-11.
- TATSUOKA, F. *et al.* A new type of integral bridge comprising geosynthetic-reinforced soil walls. **Geosynthetics International**, v. 16, n. 4, p. 301-326, 2009.
- TATSUOKA, F. *et al.* Geosynthetic-reinforced soil retaining walls as important permanent structures 1996-1997 mercer lecture. **Geosynthetics International**, v. 4, n. 2, p. 81-136, 1997.
- TATSUOKA, F. Geosynthetic-reinforced soil retaining walls as important permanent structures. **Geosynthetics: applications, design and construction**, p. 3-24, 1996.
- VERMEER, P. A.; NEHER, H. P. A soft soil model that accounts for creep. **Beyond 2000 in computational geotechnics**, p. 249-261, 1999
- VERMEER, P. A.; STOLLE, D. F. E.; BONNIER, P. G. From the classical theory of secondary compression to modern creep analysis. **Proc. Computer Methods and advances in Geomechanics**, p. 2469-2478, 1998.
- WALTERS, D. L.; ALLEN, T. M.; BATHURST, R. J. Conversion of geosynthetic strain to load using reinforcement stiffness. **Geosynthetics International**, v. 9, n. 5-6, p. 483-523, 2002.
- WANG, Jia-Quan *et al.* Laboratory study on geogrid reinforced soil wall with modular facing under cyclic strip loading. *Arabian Journal of Geosciences*, v. 13, n. 11, 2020.
- WON, G. W.; HULL, T.; DE AMBROSIS, L. Performance of a geosynthetic segmental block wall structure to support bridge abutments. **Earth reinforcement**, v. 1, p. 543-548, 1996.
- WU, J. T. H.; HELWANY, S. M. B. A performance test for assessment of long-term creep behavior of soil-geosynthetic composites. **Geosynthetics International**, v. 3, n. 1, p. 107-124, 1996
- WU, J. T. H.; LEE, K. Z. Z.; PHAM, T. Allowable Bearing Pressures of Bridge Sills on GRS Abutments with Flexible Facing. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 132, n. 7, p. 830–841, 2006.
- WU, J. T. H.; PHAM, T. Q. Load-carrying capacity and required reinforcement strength of closely spaced soil-geosynthetic composites. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 139, n. 9, p. 1468–1476, 2013.

- WU, Jonathan *et al.* Required minimum reinforcement stiffness and strength in geosynthetic-reinforced soil (GRS) walls and abutments. **International Journal of Geotechnical Engineering**, v. 5, n. 4, p. 395-404, 2011.
- WU, Jonathan TH et al. **Revising the AASHTO guidelines for design and construction of GRS walls**. United States. Federal Highway Administration, 2001.
- WU, Jonathan TH; ADAMS, Michael T. Myth and Fact on Long-Term Creep of GRS Structures. **Geotechnical Special Publication No**, v. 165, 2007.
- XIAO, M. *et al.* **Synthesis and evaluation of the service limit state of engineered fills for bridge support**. United States. Federal Highway Administration. Office of Infrastructure Research and Development, 2016.
- XIE, Y.; LESHCHINSKY, B. MSE walls as bridge abutments: Optimal reinforcement density. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 43, n. 2, p. 128–138, 2015.
- XIE, Yonggui; SATYAL, Sagar Raj; LESHCHINSKY, Ben. Evaluation of reinforcement layout on the serviceability of MSE walls supporting footings. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement**, v. 171, n. 4, p. 232-243, 2018.
- XU, Chao et al. Seismic performance of a whole Geosynthetic Reinforced Soil–Integrated Bridge System (GRS-IBS) in shaking table test. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 48, n. 3, p. 315-330, 2020.
- YANG, Guangqing *et al.* Behaviour of geogrid reinforced soil retaining wall with concrete-rigid facing. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 27, n. 5, p. 350-356, 2009.
- YANG, Z., “Strength and deformation characteristics of reinforced sand.” Ph.D. dissertation, Univ. of California, Los Angeles, 1972.
- YEO, S.-S.; HSUAN, Y. G. Evaluation of creep behavior of high density polyethylene and polyethylene-terephthalate geogrids. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 28, n. 5, p. 409-421, 2010.
- YETIMOGLU, T.; WU, J. TH; SAGLAMER, A. Bearing capacity of rectangular footings on geogrid-reinforced sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 120, n. 12, p. 2083-2099, 1994.
- YU, Yan; BATHURST, Richard J.; ALLEN, Tony M. Numerical modeling of the SR-18 geogrid reinforced modular block retaining walls. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 142, n. 5, p. 04016003, 2016.
- ZHANG, Fei *et al.* Implications of variationally derived 3D failure mechanism. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 40, n. 18, p. 2514-2531, 2016.

- ZHENG, Y.; FOX, P. J.; MCCARTNEY, J. S. Numerical simulation of the deformation response of geosynthetic reinforced soil mini-piers. 2018.
- ZHENG, Y.; FOX, P. J.; MCCARTNEY, J. S. Numerical study on maximum reinforcement tensile forces in geosynthetic reinforced soil bridge abutments. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 46, n. 5, p. 634–645, 1 out. 2018a.
- ZHENG, Yewei; FOX, Patrick J. Numerical investigation of geosynthetic-reinforced soil bridge abutments under static loading. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 142, n. 5, p. 04016004, 2016.
- ZHENG, Yewei; FOX, Patrick J. Numerical investigation of the geosynthetic reinforced soil–integrated bridge system under static loading. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 143, n. 6, p. 04017008, 2017.
- ZHENG, Yewei; FOX, Patrick J.; MCCARTNEY, John S. Numerical simulation of deformation and failure behavior of geosynthetic reinforced soil bridge abutments. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 144, n. 7, p. 04018037, 2018c.
- ZORNBERG, Jorge G. et al. **Proposed Refinements to Design Procedures for Geosynthetic Reinforced Soil (GRS) Structures in AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**. 2019.
- ZORNBERG, Jorge G.; SITAR, Nicholas; MITCHELL, James K. Performance of geosynthetic reinforced slopes at failure. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 124, n. 8, p. 670-683, 1998.