



2024

Investigação numérica da Influência do atrito no contato geossintético-capitel em aterros estaqueados reforçados

Bruno Samaniego da Cunha ^a; José Otávio Serrão Eleutério ^b

^a Aluno de Graduação em Engenharia Civil, bruno.samaniego@ufms.br

^b Professor Orientador, otavio.eleuterio@ufms.br

Faculdade de Engenharias, Arquitetura e Urbanismo e Geografia. Universidade Federal de Mato Grosso do Sul. Av. Costa e Silva, s/nº | Bairro Universitário | 79070-900 | Campo Grande, MS, Brasil.

RESUMO

A construção de obras geotécnicas sobre solos moles enfrenta dois desafios principais: minimizar os recalques diferenciais e garantir a estabilidade global do talude. Nesse contexto, o aterro estaqueado reforçado ou estruturado surge como uma solução eficaz, reduzindo significativamente as deformações no topo da estrutura, transferindo a maior parte das cargas para um subsolo mais resistente e apresentando um processo construtivo mais rápido e simplificado.

Nessas estruturas, as solicitações são divididas em três componentes principais: as cargas aplicadas no solo de fundação, que causam deformações na base do aterro e redistribuem forças; as cargas diretamente suportadas pelas estacas devido ao arqueamento do solo; e as solicitações absorvidas pelo reforço geossintético em função do efeito membrana. Para compreender melhor essa interação solo-estrutura, é essencial avaliar o impacto dos parâmetros das interfaces no comportamento do sistema.

Com base nisso, foram desenvolvidos, modelagens numéricas em elementos finitos (MEF) utilizando o software Plaxis 2D, dois modelos representativos de entre eixos de um aterro estruturado, considerando capitéis quadrados de 1 metro e 2 metros, e alturas de talude variando entre 0,25 e 6 metros. A análise incluiu a variação do ângulo de atrito na interface reforço-capitel, com valores de 45°, 30°, 20°, 10° e 5°. Os resultados confirmaram a teoria do arqueamento, evidenciando uma redução das tensões no reforço e um aumento das deformações no centro do vão livre à medida que o ângulo de atrito da interface diminuía.

Palavras-chave: arqueamento do solo, efeito membrana, modelagem numérica, aterros, estacas, MEF.

ABSTRACT

The construction of geotechnical structures over soft soils faces two main challenges: minimizing differential settlements and ensuring the overall slope stability. In this context, reinforced or structured piled embankments emerge as an effective solution, significantly reducing deformations at the structure's top, transferring most of the loads to a more resistant subsoil, and offering a faster and more streamlined construction process.

In these structures, the load distribution is divided into three main components: the loads applied to the foundation soil, which cause deformations at the embankment base and redistribute forces; the loads directly supported by the piles due to soil arching; and the stresses absorbed by the geosynthetic reinforcement as a result of the membrane effect. To better understand this soil-structure interaction, it is essential to evaluate the impact of interface parameters on the system's behavior.

Based on this, finite element modeling (FEM) was conducted using the Plaxis 2D software, with two representative models of a piled embankment spacing. The models considered square pile caps measuring 1 meter and 2 meters, and slope heights ranging from 0.25 to 6 meters. The analysis included varying the friction angle at the reinforcement-pile cap interface, with values of 45°, 30°, 20°, 10°, and 5°. The results confirmed the soil arching theory, showing a reduction in stresses within the reinforcement and an increase in deformations at the center of the free span as the interface friction angle decreased.

Keywords: soil arching, membrane effect, numerical modelling, embankments, piles, FEM.

1. INTRODUÇÃO

A malha rodoviária brasileira abrange um total de 1.720.909,0 km, incluindo rodovias federais, estaduais e municipais, conforme dados do Sistema Nacional de Viação (SNV, 2023). Essa extensa rede se distribui por todos os estados do país, enfrentando diferentes desafios em função das particularidades regionais e ambientais. Entre os principais problemas, destaca-se a construção de aterros rodoviários sobre solos moles ou de baixa capacidade de suporte, caracterizados por elevada compressibilidade. Essas condições podem resultar em recalques diferenciais e instabilidade nos taludes dos aterros, comprometendo a segurança e a durabilidade das vias.

As soluções mais econômicas para a implantação de obras de infraestrutura sobre solos moles no Brasil, segundo Mello e Bilfinger (2004), são a remoção da camada de baixa resistência e a construção de bermas de equilíbrio para estabilização do talude. No entanto, essas duas alternativas geram um elevado impacto ambiental em virtude da grande movimentação de terra e extensão da região de aterro. Fagundes, Almeida e Thorel (2015) enfatiza também a implementação dos drenos verticais para aceleração do assentamento do subsolo saturado e construção de aterros em etapas ou substituição do corpo do talude por enchimentos mais leves, a fim de reduzir os recalques finais no topo da construção. Todavia, conforme apontado por Almeida (2014), a implantação de geodrenos, sobrecargas temporárias ou construção de aterro em etapas consomem um elevado tempo de espera. Por outro lado, a substituição da camada de solo mole origina impasses ambientais por conta da movimentação de terra e o destino desses bota-foras, ainda mais em regiões urbanizadas ou de proteção ambiental. Isso posto, os aterros estaqueados reforçados se destacam como uma técnica de transposição de depósitos de solos moles, tendo em vista que oferecem uma minimização dos recalques, além de possibilitar menor tempo de construção e com menor custo ambiental por eliminar a necessidade de bota-foras.

Os aterros estaqueados reforçados são compostos por uma malha de estacas, dispostas em configuração quadrada ou triangular, com ou sem capitéis, associada a uma plataforma de reforço formada por geogrelhas ou geossintéticos (Figura 1). Nessa solução, as cargas provenientes do peso próprio do aterro e das sobrecargas de utilização são redistribuídas por três componentes distintos.

Uma parte das tensões é transferida diretamente para as estacas pelo fenômeno de arqueamento, que ocorre devido à diferença de rigidez entre o solo e os elementos estruturais de concreto. Outra fração das cargas é direcionada para o subsolo de baixa capacidade, onde o aumento das tensões gera deformações que, por sua vez, tracionam o geossintético. Esse tracionamento ativa o efeito de membrana do geossintético, permitindo que ele absorva parte do carregamento e redistribua as tensões para os capitéis.

Essa técnica, além de ser amplamente aplicada em aterros rodoviários, é também utilizada em aterros ferroviários e outras obras de infraestrutura na construção civil.

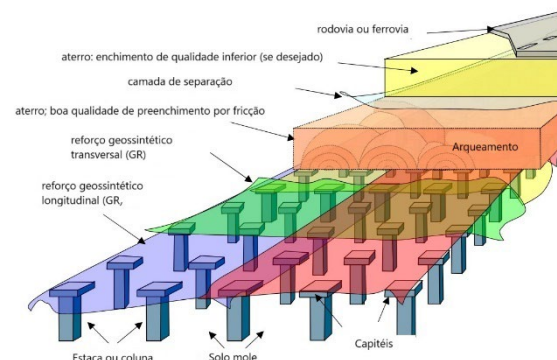


Figura 1 – Componentes do aterro estaqueado reforçado
Fonte: Van Eekelen e Brugman (2016)

Hewlett e Randolph (1988) sugerem que se construa uma plataforma de transferência de carga de material granular bem compactado sobre as estacas, aumentando a eficiência do aterro estruturado. Na mesma linha de raciocínio, Ehrlich (1993) sugere que sejam construídos lastros de brita sobre as estacas de forma a favorecer o arqueamento. Com isso, a compreensão do comportamento na interface geogrelha-capitel se torna fundamental. No caso de aterros estaqueados reforçados, destaca-se a avaliação das interfaces solo-reforço e reforço-capitel, visto que o tracionamento do geossintético para transmissão dos carregamentos impõe um esforço cisalhante sobre essas superfícies. Os parâmetros das interfaces relacionam-se principalmente ao método executivo e aos materiais empregados, e suas alterações podem impactar no comportamento do sistema estrutural como um todo (Ferreira, 2010).

Os estudos foram conduzidos com a inclusão de elementos de interface no contato entre o capitel e a geogrelha, utilizando o software Plaxis 2D. Os resultados indicaram que a redução no ângulo de atrito da interface reforço-capitel diminui as trações no geossintético, tanto no centro do vão quanto nas extremidades, ao mesmo tempo em que aumenta as deflexões máximas. Observou-se também que a rugosidade na interface desses elementos exerce uma influência significativa na capacidade de mobilização da interface. Contudo, não foi identificado impacto relevante nas alturas de arqueamento do talude associado à variação da rugosidade.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. Aterro Estaqueado Reforçado

Um aterro estaqueado reforçado define-se como uma estrutura mista entre uma solução de terraplenagem e outra de fundação profunda (Mello e Bilfinger, 2004). Esses aterros são compostos por uma malha quadrada ou triangular de estacas, com presença ou não de capitéis, distribuídas na região sob o talude. Após a execução do estaqueamento, aplica-se o reforço geossintético, composto por geogrelhas ou geossintéticos em uma ou mais camadas horizontais sobre o topo das estacas ou capitéis (Van Eekelen e Brugman, 2016). Em seguida, eleva-se o aterro, com a compactação das camadas granulares, até a cota de topo projetada.

Nessa solução geotécnica, o peso próprio do aterro e as sobrecargas aplicadas são suportados total ou parcialmente pelas estacas, que transferem as tensões para as camadas mais resistentes do subsolo (Almeida e Marques, 2014; Mello e Bilfinger, 2004). Essa redistribuição de cargas reduz significativamente a sollicitação sobre o solo de baixa capacidade de suporte, devido à atuação conjunta do fenômeno de arqueamento e do efeito de membrana (Fagundes, Almeida e Thorel, 2015; Giffoni e Oliveira, 2016).

As cargas verticais do aterro estaqueado reforçado dividem-se em três parcelas, segundo Van Eekelen e Brugman (2016) (Figura 2). A parte A do carregamento direciona-se diretamente para as estacas/capitéis por meio do efeito de arqueamento, devido à deformação do subsolo mole e à diferença de rigidez entre os elementos de fundação e o solo subjacente (Raithel, Kirchner, e Kempfert, 2008). A parte B da carga é suportada pelo reforço geossintético, por meio de seu tensionamento e efeito membrana, que transmite essas tensões para as

estacas. No entanto, para que a parcela B seja mobilizada, o solo de fundação precisa sofrer um assentamento inicial, para desencadear a movimentação da membrana (Fagundes, Almeida e Thorel, 2015). Por fim, a parte C da força é suportada pelo solo de baixa capacidade entre as estacas, e seu consequente assentamento. Com isso, quase toda a carga da estrutura é transferida ao solo profundo de alta resistência por meio das estacas, o que reduz a valores mínimos o recalque do aterro (Almeida e Marques, 2014).

Os aterros estaqueados reforçados aplicados em obras no Brasil geralmente são definidos para encontros de pontes ou viadutos (Mello e Bilfinger, 2004), e em obras de infraestrutura no geral como rodovias, portos, aterros para construções em geral, canais, entre outros localizados sobre camadas de solo mole (Fagundes, Almeida e Thorel, 2015), uma vez que essa solução geotécnica minimiza os recalques diferenciais no topo do talude e garante a estabilidade do mesmo. Almeida et al. (2007) relata a expansão dessa técnica desde 1995, com 80% das aplicações em obras de infraestrutura rodoviária e ferroviária, principalmente em terrenos com argilas muito moles, curtos prazos de execução e restrições expressivas quanto ao recalque máximo.

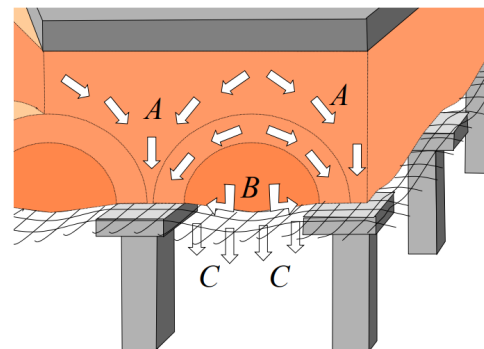


Figura 2 – Distribuição das cargas no aterro estruturado
Fonte: Van Eekelen e Brugman (2016)

Dessa maneira, a estrutura deve ser dimensionada, a fim de se garantir a maior proporção da carga direcionada para as parcelas A e B, com o intuito de reduzir as sollicitações no solo mole e consequentes deformações.

Essa distribuição de cargas de acordo com Potts e Zdravkovic (2010), segue a lógica estabelecida por (Hewlett e Randolph, 1988), na qual os carregamentos posicionados acima do arco são conduzidos para as estacas, por meio do arqueamento, enquanto o peso próprio da porção do solo interior ao arco direciona-

se para o solo de fundação superficial e o reforço geossintético.

O dimensionamento de aterro estaqueados estruturados são apresentados em diversos métodos e normas, podendo-se citar os métodos de dimensionamento (Mello e Bilfinger, 2004) de John (1987), Jones et al (1990), BS 8006 (1995), Kempfert et al (1997) e Zaske e Kempfert (2002), e EBGEO (2010).

Os estudos de Almeida et al. (2007) destacaram os aterros estruturados como alternativa mais econômica em camadas de solo mole superiores a 10 metros de profundidade. Van Eekelen e Brugman (2016) reforça que essa técnica minimiza o tempo de execução da obra, diminui o impacto nas vizinhanças tanto urbanisticamente quanto ambientalmente, e reduz a necessidade de manutenções frequentes para corrigir desníveis devido ao assentamento do solo. Fagundes, Almeida e Thorel (2015) relatam como vantagens desse método o curto tempo de execução, sem o período de espera de adensamento, minimização das movimentações de terra e menor interferência com o ecossistema circundante, ao minimizar a movimentação de jazidas e bota-fora

Assim, o aterro estaqueado reforçado oferece um alto controle dos recalques e estabilidade do talude em um prazo curto com a elevação da estrutura em uma única etapa e variedade de layouts definidos de acordo com a malha das estacas (Almeida e Marques, 2014),

2.2. Arqueamento do solo

A teoria do arqueamento baseia-se na redistribuição de tensões entre elementos com diferentes rigidezes. Assim, as cargas tendem a ser direcionadas, em maior proporção, para os materiais mais rígidos (Van Eekelen e Brugman, 2016). Esse fenômeno explica por que os aterros estaqueados apresentam pouca variação em sua altura final, uma vez que o arqueamento transfere as cargas situadas sobre o solo mole para as áreas de maior rigidez, como as estacas (Giffoni e Oliveira, 2016). Esse mecanismo permite que o arqueamento forneça um suporte similar ao de um radier, por meio de blocos de concreto dispostos em malha (Mello e Bilfinger, 2004). Entre as teorias mais conhecidas sobre o arqueamento do solo estão as de Terzaghi (1943) e Hewlett e Randolph (1988).

De acordo com Terzaghi (1943), o arqueamento ocorre quando uma massa de solo tende a ceder, enquanto a região adjacente permanece estática. Nesse processo, a superfície de ruptura vertical gerada pelo deslocamento da massa de solo mobiliza uma resistência ao cisalhamento, que impede a

continuidade do movimento do solo (Figura 3). Essa resistência ao cisalhamento redistribui as tensões, transferindo parte da carga sobre a massa de solo em movimento para o solo em repouso.

A superfície de resistência cisalhante considerada por Terzaghi (1943) representa-se na Figura 3 pelas curvas “ac” e “bd”. Dessa maneira, esse plano tende a configurar um comportamento parabólico, em razão da expansibilidade do solo. A tensão resistente do solo é definida pela equação de Coulomb, e influenciada pela coesão, tensão efetiva e ângulo de atrito do aterro (equação 1).

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad (1)$$

Onde:

τ : Resistência cisalhante [kPa];

c' : intercepto de coesão [kPa];

σ' : tensão normal efetiva [kPa];

φ' : ângulo de atrito interno do solo [°].

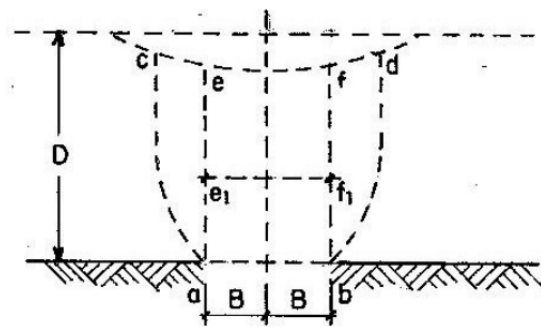


Figura 3 – Ruptura em material não coesivo, precedido pelo arqueamento do solo Fonte: Terzaghi (1943)

Outra teoria do arqueamento do solo bastante consolidada são os estudos de Hewlett e Randolph (1988), que, por meio de modelos reais em pequena escala em duas (*plane strain*) e três dimensões, defenderam a formação de superfícies em forma de arcos e abóbodas no solo, capazes de transferirem as cargas para as regiões mais rígidas da base do aterro. De acordo com esses fundamentos, a elevada rigidez das estacas reduz as solicitações sobre o solo de fundação superficial por meio de arcos formados no interior do aterro. Esses arcos são capazes de transmitir as cargas acima deles em direção às estacas, enquanto as cargas no interior do arco, continuam sendo suportadas pelo solo subjacente e pelo reforço geossintético (Figura 4). Com isso, após a consolidação do arqueamento, o acréscimo de tensões no topo do aterro será redirecionado para as estacas, enquanto as tensões no solo e geogrelha permanecerão estáveis. Como as tensões não se

assentam no subsolo, os efeitos do adensamento no recalque são praticamente nulos.

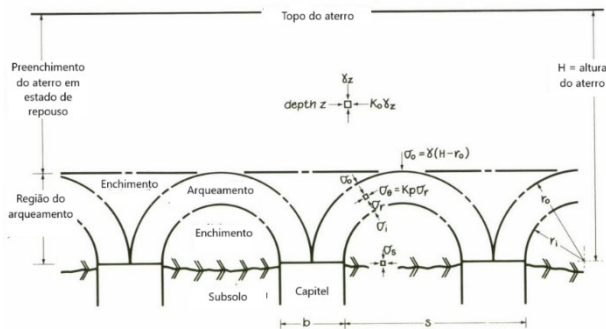


Figura 4 – Efeito de distribuição das cargas em um aterro estaqueado sob influência do efeito do arqueamento
Fonte: Hewllet e Randolph (1988)

Hewllet e Randolph (1988) definem a eficiência (E) do aterro como a porcentagem da carga total conduzida para as estacas por meio do arqueamento e do efeito membrana. Esses estudos indicaram que a eficiência das estruturas estaqueadas são dependentes das dimensões dos capitéis, da geometria da malha das estacas, da intensidade da sobrecarga do aterro e do ângulo de atrito do solo de preenchimento do aterro. Eles também concluíram que elevações na altura do talude, ocasionam uma distribuição de cargas mais otimizada para as estacas, e que uma ocupação dos capitéis de cerca de 10% da área da base de aterro é capaz de suportar valores superiores a 60% da carga total da estrutura.

Diversos autores destacam os fatores que influenciam a formação do arqueamento. Segundo Mello e Bilfinger (2004), a resistência cisalhante do material do aterro desempenha um papel crucial na redistribuição das cargas entre as diferentes porções do solo, prevenindo a plastificação por punção, falhas relacionadas à capacidade de carga e comprometimentos na capacidade de arqueamento.

Por sua vez, Potts e Zdravkovic (2010) analisaram o impacto da variação do ângulo de atrito do solo no arqueamento e observaram que um aumento nesse ângulo contribui para a maior estabilidade do aterro, especialmente nas regiões marginais. Esse incremento está associado ao aumento da espessura do solo não perturbado, fortalecendo a integridade da estrutura nas áreas periféricas.

Para que o efeito do arqueamento seja efetivado, uma porção do solo subjacente deve sofrer deformações, a fim de perturbar a estrutura em questão e iniciar a redistribuição das cargas. Fagundes et al (2017)

denominam a altura mínima necessária para o início dessa redistribuição como altura crítica (H_c). Desse modo, para alturas superiores, o aterro tornará a distribuir suas cargas de forma desuniforme, transferindo parte das cargas acima do vazio para a região acima dos capitéis/estacas. Assim, haverá um baixo impacto nas deformações superficiais do aterro, e o reforço e o solo entre estacas tenderão a sofrer impacto de cargas constantes, independente de sobrecargas aplicadas. Burke e Elshafie (2021) constatou em seus estudos por meio de modelos por centrífuga que a altura crítica se encontra em uma relação de $H_c/(s-a)$ de 0,5, com “ H_c ” sendo a altura crítica, “ s ” a distância entre os eixos de estacas e “ a ” a largura do capitel. Por outro lado, para Almeida e Marques (2014), a melhor relação recomendada seria de uma altura de aterro superior a 0.7 vezes o vão livre do aterro ($s-a$).

2.3. Efeito membrana

A aplicação de reforços geossintéticos está intimamente ligada com a sua alta resistência à tração, parâmetro geralmente baixo ou inexistente nos materiais granulares, visto que é dependente da coesão presente em suas partículas. Geossintéticos definem-se como membranas flexíveis formadas por polímeros, capazes de suportar elevadas tensões normais (Ferreira, 2010). Esses materiais são classificados em dois grupos: os geotêxteis e as geogrelhas. Os geotêxteis, tecidos ou não tecidos, são compostos por filamentos poliméricos arranjados em um plano contínuo e podem ser utilizados tanto para reforços geotécnicos, como outras funções como: controle de erosão superficial, drenagem, filtração, impermeabilização, e separação de materiais (Vermatti, 2004). Por outro lado, as geogrelha constituem-se como estruturas poliméricas de malha vazada unidirecional ou bidirecional com função exclusivamente de reforço de solos (Erlich e Becker, 2020). Enquanto a transferência de tensões nos geotêxteis acontece apenas por atrito, os vazios da geogrelha permitem que o solo penetre entre os espaços e cause uma resistência passiva nos membros transversais, além da resistência de atrito dos membros longitudinais e transversais (Erlich E Becker, 2020).

A utilização do reforço geossintético no aterro estaqueado, tem como função principal reduzir os assentamentos no solo de fundação, permitir um maior distanciamento entre os eixos do estaqueamento e uma redução nas dimensões dos capitéis (Mello e Bilfinger, 2004). Almeida e Marques (2014) reforçam que esse declínio nos recalques é

ocasionado pela distribuição de parte do carregamento sobre o solo de baixa capacidade para as estacas, o que também acarreta a redução de acréscimos de material de aterro ao longo da vida útil da construção para manutenção da cota de topo de projeto. Almeida e Marques (2014) adicionam ainda como contribuição dos geossintéticos, a transmissão das cargas horizontais das periferias do talude para as estacas.

Essa transmissão de tensões pelo reforço geossintético é realizada por meio do efeito membrana. Esse fenômeno é descrito por (Giroud et al., 1990) como a capacidade do geossintético de transmitir cargas introduzidas perpendicularmente ao seu eixo, assim o alongamento da membrana será capaz de conduzir essas solicitações para os apoios do reforço. Para que o efeito membrana seja ativado, a geomembrana precisa sofrer deflexões ocasionadas por vazios ou recalques abaixo de sua estrutura, que tracionam sua estrutura e configuram-na em um formato côncavo (Correia e Neto, 2016). Assim, quando o geossintético desloca-se verticalmente em direção ao vazio, o estiramento da membrana mobiliza a resistência da estrutura e torna-se capaz de suportar parte ou totalmente a carga solicitada (Giroud, 1990). Dessa maneira, a distribuição de cargas acontece tanto pelo arqueamento, ao fletir o solo sobreposto e ocasionar a redistribuição das cargas, quanto pelo efeito de membrana tracionada (Giroud, 1990)

A distribuição de tensões pode configurar duas situações, caso o geossintético ainda tangencie o solo, parte do carregamento será redirecionado para a região subjacente. No entanto, caso o geossintético descole totalmente do solo, a membrana receberá todo o carregamento e deverá apresentar resistência suficiente para não sofrer ruptura por tracionamento (Giroud, 1990).

2.4. Interfaces

Os softwares de modelagem computacional reformularam as formas de análises das estruturas geotécnicas, visto que difundiram análises antes possíveis apenas por meio de modelos reduzidos. As modelagens numéricas trabalham com o Método de Elementos Finitos, o qual reduz a estrutura do modelo a pequenos elementos e nós, e aplicam-se as formulações matemáticas para cada um desses pontos. Com isso, quanto maior o número de elementos, mais acurada se torna a simulação. Estudos numéricos de aterros reforçados estaqueado podem ser encontrados nos trabalhos de Eleutério (2022), Yu, Damian e Bathurst (2015), Yu e Bathurst (2017), Van Eekelen

et al. (2012a), Giffoni e Oliveira (2016), e Potts e Zdravkovic (2010).

Para uma simulação precisa, é necessário a avaliação de um estudo de malha. Esse procedimento possibilita a compreensão do comportamento de um modelo à medida que se eleva o seu número de elementos. Com isso, entende-se até que ponto a mudança no número de elementos altera significativamente a variação dos parâmetros finais quantificados. Além disso, é fundamental que a modelagem seja consistente com os parâmetros de campo e consigo expressar fielmente a estrutura que ela representa.

O Plaxis 2D é um software de Modelagem de elementos finitos bastante difundido para o dimensionamento e análise de obras de fundações e geotécnicas. Esse programa computacional utiliza o método *Plane Strain*, o qual sintetiza o ambiente 3D em uma representação plana. Os seus elementos podem ser configurados em 6 nós ou 15 nós, dependendo da complexidade da simulação.

As interfaces consistem em um ponto fundamental da modelagem, visto que simulam a interação entre dois elementos de rigidez distinta, e constroem uma superfície de liberdade que permite o deslizamento unilateral dos materiais e a transferência de tensões. As interfaces entre os elementos são fundamentais para simular a transferência de esforços cisalhantes e a descontinuidade entre as superfícies, para que seus movimentos não sejam contínuos em um único corpo (Yu, Damian e Bathurst, 2015)

Os softwares realizam a concepção das interfaces de diferentes formatos. Enquanto alguns consideram as interfaces como elementos de espessura nula, como é o caso do FLAC 2D e do PLAXIS 2D, outros consideram-na como um elemento com espessura finita. Essa adoção de diferentes metodologias pode ocasionar saídas divergentes para um mesmo modelo analisado (Yu, Damian, e Bathurst, 2015)

Os parâmetros da interface são comumente associados a um fator de redução aplicado sobre as propriedades do solo ou material que compõem a interação. De acordo com Yu, Damian e Bathurst (2015), os índices de redução utilizados mais comumente podem variar entre 0,9 e 0,6. Eleutério (2022) adota em seu modelo um fator de redução de 0,9 para a interface solo-geossintético em relação às propriedades do solo de preenchimento do aterro.

A transferência das solicitações do solo para o reforço depende da mobilização da interface do atrito lateral resultante da rugosidade das superfícies (Ferreira, 2010). Assim, caso a mobilização da interface seja insuficiente para absorver as tensões atuantes, podem

ocorrer dois casos de ruptura. Segundo Ferreira (2010) e Ehrlich e Becker (2020), a ruptura na interface pode desencadear um cisalhamento direto do solo sobre a interface, ou um arrancamento do geossintético. Em uma situação de cisalhamento direto sobre o geossintético, a superfície de ruptura do solo desliza por meio da própria interface, visto que ela foi totalmente mobilizada. O arrancamento acontece quando a tensão de tração no geossintético mobiliza totalmente as interfaces, e imprime um deslocamento no reforço.

O comportamento da interface solo-reforço está relacionado de forma direta com as propriedades mecânicas e físicas do solo, os parâmetros mecânicos e geométricos do geossintético, a distribuição da malha e o método executivo do aterro estruturado (Ferreira, 2010). Alguns autores recomendam técnicas executivas que interferem diretamente nesse atrito entre o capitel e o geossintético, principalmente para evitar danos ao material durante a instalação. Almeida et al. (2007) recomenda a utilização de uma camada de geotêxtil entre as geogrelhas e os capiteis, para prevenir o reforço quanto a danos futuros relativos à fricção entre o concreto e a malha polimérica. Almeida e Marques (2014) relatam ainda que o código holandês indica que se evite posicionar o geossintético diretamente acima dos capiteis, e se aplique uma camada com espessura máxima de 15 cm de solo granular entre os materiais. Essas interferências executivas alteram o atrito nessa interface geossintético-capitel e podem influenciar em todo o comportamento da estrutura.

Potts e Zdravkovic (2010) variaram o ângulo de atrito da interface geossintético-solo em simulações de aterros reforçados sobre um vazio entre valores abaixo do ângulo de atrito do solo do talude, e não evidenciaram deflexões elevadas com a diminuição do ângulo de atrito. Apenas em ângulos de atrito praticamente nulos foram encontradas deflexões expressivas por arrancamento do geossintético.

Portanto, o objetivo deste trabalho é analisar a influência do ângulo de atrito interface geossintético-capitel no comportamento do reforço geossintético de um aterro estruturado, por meio de modelos numéricos conduzidos no Software Plaxis 2D. Este estudo adotou duas diferentes geometrias nos capitéis distribuídos em malha quadrada e aterros de alturas de 0,25 a 6 metros. Os parâmetros analisados nos diferentes cenários consideraram a tração e deflexão no meio do vão livre da geomembrana, a tração no geossintético nas adjacências com os capitéis, e a mobilização da interface geossintético-capitel.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste trabalho foram utilizados dois modelos numéricos com geometria distinta. Na simulação foi utilizado o método de elementos finitos por meio do software Plaxis 2D, constituído de um modelo *Plane Strain* com elementos triangulares com 6 nós. O número de elementos de malha de cada modelo foi definido de acordo com o estudo de malha discutido posteriormente,

Para a representação do aterro estaqueado reforçado, definiu-se um recorte representativo da estrutura identificado na Figura 5. Essa representação englobou o comportamento existente entre eixos das estacas em toda a malha, visto que se considerou uma malha quadrada. O solo mole foi representado por uma plataforma móvel, assim como utilizado por Eleutério (2022).

Dessa maneira, cada simulação foi composta por duas fases. A primeira fase simulava a construção total do aterro direto na altura a ser avaliada, em todos os casos considerou-se um aterro construído em uma única etapa. Na segunda fase, após atingida a altura desejada, aplicava-se um deslocamento na plataforma, uma simulação do recalque do solo de baixa capacidade, para que o geossintético descola-se completamente da mesma e pudesse atingir a sua deflexão máxima. Assim, essa deflexão permitiria a mobilização do arqueamento e do efeito membrana, visto que ambos necessitam de uma deflexão mínima inicial para serem ativados.

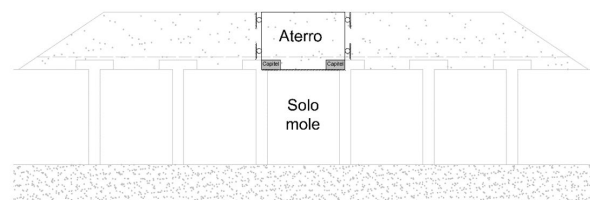


Figura 5 – Porção do aterro estaqueado reproduzido nas simulações Fonte: Eleutério (2022)

As análises foram divididas em dois grupos (A1 e A2) diferenciados a partir das geometrias dos capitéis(a) em seus modelos (Figura 6). Em cada grupo foram utilizadas as seguintes configurações:

- Grupo A1: $a=1$ m; $s=3$ m (Figura 7);
- Grupo A2: $a=2$ m; $s=3$ m (Figura 8).

Para o modelo A.1 foram consideradas 9 alturas de aterro, para verificar o impacto da elevação de sobrecargas sobre a estrutura geotécnica e suas reações nas forças e deformações do geossintético.

Com isso, as alturas ensaiadas no modelo A.1 foram: 0,5; 1; 1,25; 1,5; 2; 2,5; 3; 4; e 6 metros.

Para o modelo A.2 introduziram-se 11 alturas de aterro, algumas alturas foram introduzidas para comparar-se as relações $H/(s-a)$ presentes também na modelagem A.1. Desse modo, o grupo A.2 considerou as alturas de aterro de 0,25; 0,5; 0,63; 1; 1,25; 1,5; 2; 2,5; 3; 4; e 6 metros. Em todas as análises, considerou-se o fator $H/(s-a)$ para que se pudesse relacionar com os índices apresentados por Burke e Elshafie (2021) e Almeida e Marques (2014) para a altura crítica.

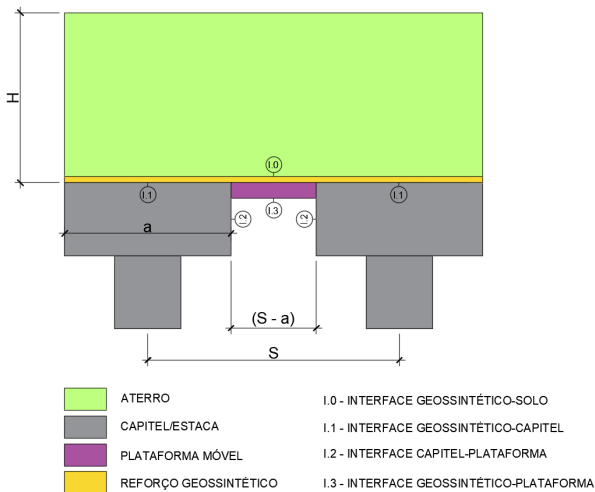


Figura 6 – Esquema das geometrias e interfaces do modelo Fonte: Autor

Finalizadas as geometrias e as alturas atingidas, empregou-se um estudo de malhas para os dois modelos. Nessa avaliação, considerou-se o número de elementos da malha de modelagem de elementos finitos (M.E.F.) e a deflexão máxima obtida no meio do vão no reforço geossintético em um aterro de 1 metro. O estudo de malha busca avaliar a otimização do número de elementos dos modelos, a fim de verificar a quantidade de elementos “ótima” para que os resultados estejam estabilizados.

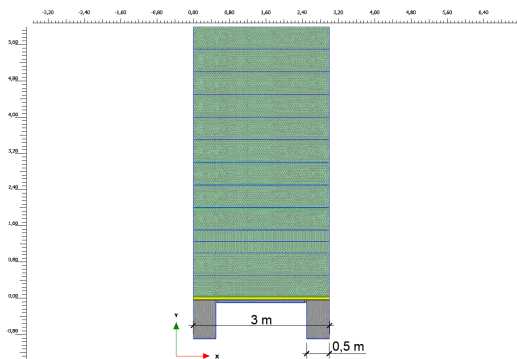


Figura 7 – Dimensões e malha Modelo A.1 Fonte: Autor

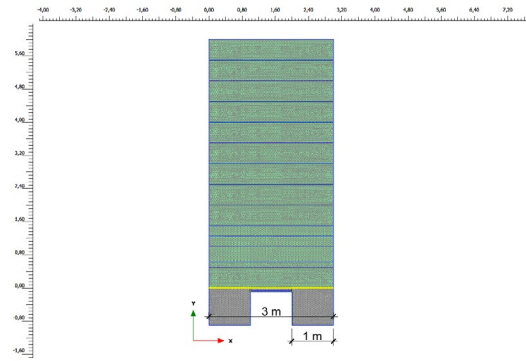


Figura 8 – Dimensões e malha Modelo A.2 Fonte: Plaxis 2D

Os estudos de malha identificados na Figura 9 e Figura 10, revelaram uma estabilização dos resultados com uma variação inferior a 1% a partir da malha de 23829 elementos, adotada e ilustrada na Figura 7. Embora o estudo de malha da modelagem A.2 tenha indicado uma manutenção a partir da malha de 12851 elementos, definiu a malha do modelo A.2 como 24364, para concordar com a ordem de grandeza utilizada no primeiro modelo. A malha do Modelo A.2. está representada na Figura 8.

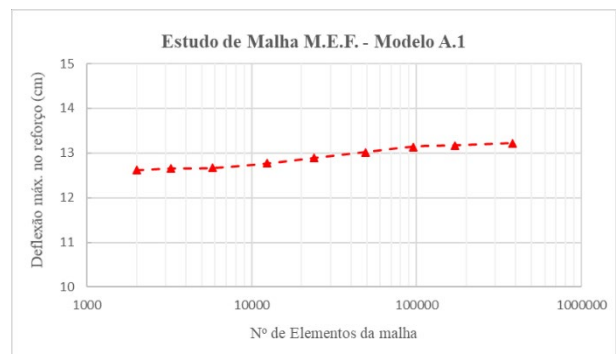


Figura 9 – Estudo de malha modelo A.1 Fonte: Autor

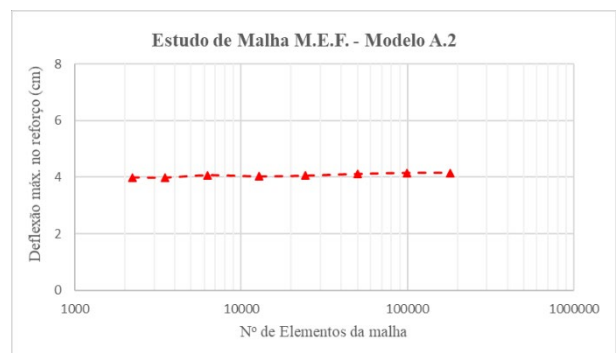


Figura 10 – Estudo de malha modelo A.2 Fonte: Autor

As duas modelagens constituem-se por 4 materiais: o solo do aterro, o concreto das estacas/capitéis, o material da plataforma e o reforço geossintético. Os parâmetros e os modelos de ruptura desses elementos seguiram os adotados por Eleutério (2022) e agrupados na Tabela 1. O solo de aterro considerado foi uma areia fabrica do tipo quartzo moído caracterizado por Dieguez (2019) e Saramago, (2002), e também utilizada em Eleutério (2022). Para o geossintético, adotou a geogrelha ensaiada por Eleutério (2022) com módulo de rigidez secante de 2068 kN/m.

Tabela 1– Parâmetros dos elementos das modelagens A.1 e A.2 Fonte: Eleutério (2022)

Parâmetros elementos e interfaces			
Material	Aterro	Capitel	Plataforma
Modelo constitutivo	Hardening Soil	Linear Elastic	Linear Elastic
Ângulo de atrito, ϕ (°)	50	-	-
Peso específico, γ_{unsat} (kN/m ³)	18.5	20	5
Peso específico, γ_{sat} (kN/m ³)	19	20	5
Módulo de elasticidade, E' (MPa)	-	1.25E+04	12
Coefficiente de Poisson, ν	-	0.2	0.2
E_{50}^{ref} (kN/m ²)	42.50	-	-
E_{oed}^{ref} (kN/m ²)	31.80	-	-
E_{ur}^{ref} (kN/m ²)	127.50	-	-
Power (m)	0.5	-	-
ν_{ur}	0.13	-	-
Coesão, c (kPa)	0.2	-	-
Ângulo de dilatação, Ψ (°)	30	-	-

Tabela 2– Parâmetros das interfaces constantes nas modelagens Fonte: Eleutério (2022)

Parâmetros elementos e interfaces			
Material	Interface 0	Interface 2	Interface 3
Modelo constitutivo	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Ângulo de atrito, ϕ (°)	45	1.00E-03	30
Peso específico, γ_{unsat} (kN/m ³)	17	20	20
Peso específico, γ_{sat} (kN/m ³)	17	21	21
Módulo de elasticidade, E' (MPa)	40	0.1	0.1
Coefficiente de Poisson, ν	0.3	0.3	0.2
E_{50}^{ref} (kN/m ²)	-	-	-
E_{oed}^{ref} (kN/m ²)	-	-	-
E_{ur}^{ref} (kN/m ²)	-	-	-
Power (m)	-	-	-
ν_{ur}	-	-	-
Coesão, c (kPa)	0.2	0.2	0.2
Ângulo de dilatação, Ψ (°)	-	-	-

Quatro interfaces distintas foram definidas nos dois modelos: Interface 0, Interface 1, Interface 2 e Interface 3 (Figura 6). A interface 0 compreendeu o contato entre o solo do aterro e o geossintético, sendo assim, adotou-se uma proporção entre os parâmetros do aterro e da interface em 0.9, costumeiramente aplicada em obras práticas. A interface 1 correspondeu à fronteira geossintético-capitel, que pode sofrer variações de acordo com a técnica executiva adotada para aplicação do reforço. A interface 2 e 3 corresponderam respectivamente a interface capitel-plataforma e geossintético-plataforma, empregadas principalmente durante a movimentação da plataforma. Desse modo, mantiveram-se constantes os parâmetros das Interfaces 0, 2 e 3 em todos as simulações (Tabela 1), e variou-se os parâmetros de ângulo de atrito na interface 1 de acordo com a Tabela 2.

Tabela 3– Parâmetros interface 1 em cada simulação das modelagens A.1 e A.2 Fonte: Autor

Parâmetros Interface 1							
Modelo	Modelo constitutivo	Ângulo de atrito, ϕ (°)	Módulo de elasticidade, E' (MPa)	Coesão, c (kPa)	Ângulo de dilatação, Ψ (°)	Peso específico, γ (kN/m ³)	Coefficiente de Poisson, ν
A.1.0	Mohr-Coulomb	45	40	0.2	0	17	0.3
A.1.1	Mohr-Coulomb	30	40	0.2	0	17	0.3
A.1.2	Mohr-Coulomb	20	40	0.2	0	17	0.3
A.1.3	Mohr-Coulomb	10	40	0.2	0	17	0.3
A.1.4	Mohr-Coulomb	5	40	0.2	0	17	0.3
A.2.0	Mohr-Coulomb	45	40	0.2	0	17	0.3
A.2.1	Mohr-Coulomb	30	40	0.2	0	17	0.3
A.2.2	Mohr-Coulomb	20	40	0.2	0	17	0.3
A.2.3	Mohr-Coulomb	10	40	0.2	0	17	0.3
A.2.4	Mohr-Coulomb	5	40	0.2	0	17	0.3

Com intuito de avaliar o impacto da variação do ângulo de atrito da interface 1 no comportamento do reforço geossintético e do arqueamento, estudou-se cinco casos de interface geossintético-capitel em cada modelo construído. Dessa maneira, os ângulos de atrito implantados foram 45°, 30°, 20°, 10° e 5°. Cada simulação com seu respectivo ângulo de atrito da interface foi apresentada na Tabela 2, com 5 situações em cada uma das geometrias de capitel e para todas as alturas determinadas anteriormente.

O modelo de referência para o estudo adotou um ângulo de atrito para a interface de 90% do ângulo de atrito do corpo do aterro (50 °). Esse fator relaciona-se com o comumente estabelecido nas práticas comerciais de mercado. Assim, para os modelos do grupo A.1 o modelo de referência foi o caso A.1.0 e para o modelo de referência A.2, a simulação A.2.0.

As análises consideraram quatro fatores em cada simulação ensaiada: T₁, T₂, Deflexão máxima (Figura 11) e tensão mobilizada. A força T₁ refere-se à tração obtida no geossintético em sua região de contato com

o vértice dos capitéis, coletou-se o primeiro nó após a quina do capitel, com o intuito de evitar erros de modelagem. A força T_2 foi definida como a tração máxima no geossintético obtida no meio do vão livre entre capitéis. As duas trações foram consideradas em kN/m. Assim como T_2 , a deflexão máxima no geossintético foi coletada no meio do vão livre do geossintético e processada em centímetros. Por fim, a tensão mobilizada considerou a mobilização da tensão cisalhante relativa na interface geossintético-capitel. Quanto mais próxima, a mobilização, do seu valor máximo de 1, maior a tendência do geossintético de atingir maiores deslocamentos.

Além disso, também foram examinadas nos modelos como um todo o comportamento das tensões principais ao longo das alturas estudadas, para verificar as suas rotações e tendências de verticalização (Burke e Elshafie, 2021). Por fim, por meio dos pontos plastificados nas amostras, mensurou-se a altura do arco em cada uma das amostras.

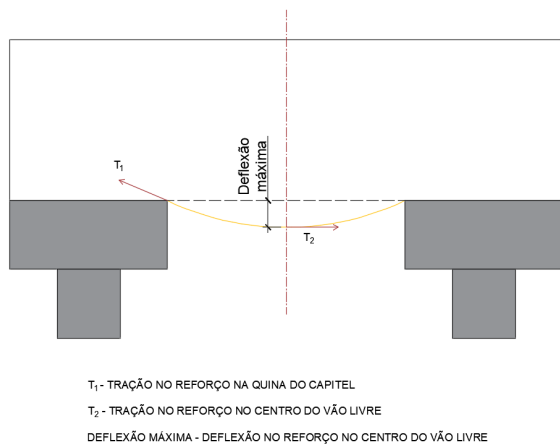


Figura 11 – Croqui dos parâmetros avaliados Fonte: Autor

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Tração na borda do capitel (T_1)

Em todas as modelagens do grupo A.1, houve um comportamento similar para a tração T_1 (Figura 12). A redução do ângulo de atrito na interface geossintético-capitel provocou um decréscimo em T_1 . Para os modelos A.1.1 e A.1.2, houve uma variação média mínima em relação a A.1.0, respectivamente, de -1,4% e -3,5% (Tabela 3). Por outro lado, para A.1.3 e A.1.4, essa variação alcançou valores mais expressivos: respectivamente -6,9% e -8,8% (Tabela 3). Desse modo, mesmo com uma igual regressão de 10° no ângulo de atrito entre os três primeiros modelos, verificou-se que quanto menor o ângulo de atrito, mesmo com uma redução similar, o impacto

torna-se mais significativo em ângulos inferiores, com rebaixamentos mais acentuados nas trações nas bordas do geossintético.

As trações T_1 atingidas em A.1.0, A.1.1 e A.1.2 concentraram um crescimento acentuado inicialmente, e posterior estabilidade a partir de $H/(s-a)$ de 1. Enquanto A.1.3 e A.1.4 representaram uma tendência de queda após $H/(s-a)$ igual a 1 (Figura 12).

As variações em relação a cada uma das alturas de A.1.1 e A.1.2 (Tabela 3), revelaram uma relação proporcional. Assim, os declínios em T_1 nesses casos mantiveram-se constantes em todas as alturas, com um desvio padrão entre eles inferior a 1% (Tabela 3). No entanto, para os ângulos de atrito mais baixos, A.1.3 e A.1.4, as oscilações em relação a A.1.0 demonstraram uma tendência crescente, quanto maior a altura de aterro, maior a variação de T_1 com a amostra modelo. Para A.1.3 e A.1.4, os desvios padrão entre essas variações estabeleceram-se entre 1,70% e 2,5% (Tabela 3).

Tabela 4– Processamento T_1 – Modelo A.1 Fonte: Autor

Modelo	H/(s-a)	T_1 (kN/m)	Varição com A.1.0	Varição média	Desvio padrão	Modelo	H/(s-a)	T_1 (kN/m)	Varição com A.1.0	Varição média	Desvio padrão
A.1.0	0.25	23.29				A.1.3	0.25	22.29	-4.3%		
	0.50	28.32					0.50	25.99	-8.2%		
	0.63	28.21					0.63	26.49	-6.1%	-6.9%	1.7%
	0.75	28.16					0.75	26.61	-5.5%		
	1.00	28.42					1.00	26.82	-5.6%		
	1.25	28.63					1.25	26.78	-6.5%		
1.50	28.79				1.50	26.65	-7.4%				
2.00	29.08				2.00	26.49	-8.9%				
3.00	29.27				3.00	26.49	-9.5%				
A.1.1	0.25	22.96	-1.4%			A.1.4	0.25	22.11	-5.1%		
	0.50	27.52	-2.8%				0.50	25.83	-8.8%		
	0.63	27.91	-1.1%				0.63	25.90	-8.2%		
	0.75	27.98	-0.6%	-1.4%	0.7%		0.75	26.25	-6.8%		
	1.00	28.18	-0.8%				1.00	26.43	-7.0%	-8.8%	2.5%
	1.25	28.33	-1.0%				1.25	26.18	-8.6%		
1.50	28.41	-1.3%	1.50			26.00	-9.7%				
2.00	28.65	-1.5%	2.00	25.68	-11.7%						
3.00	28.72	-1.9%	3.00	25.44	-13.1%						
A.1.2	0.25	22.41	-3.8%								
	0.50	26.81	-5.3%								
	0.63	27.11	-3.9%								
	0.75	27.23	-3.3%								
	1.00	27.69	-2.6%	-3.5%	0.8%						
	1.25	27.80	-2.9%								
1.50	27.93	-3.0%									
2.00	28.15	-3.2%									
3.00	28.27	-3.4%									

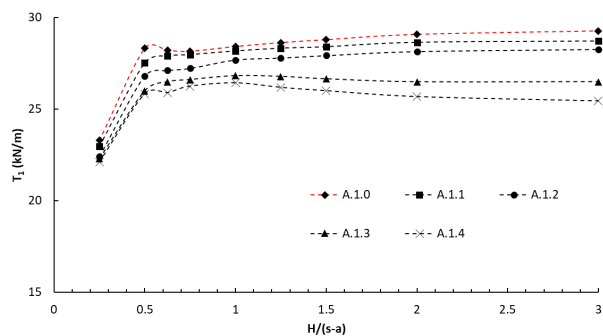


Figura 12 – Relação entre T_1 e $H/(s-a)$ para o grupo A.1.

Fonte: Autor

As forças T_1 obtidas nas modelagens do grupo A.2 manifestarem curvas mais estáveis e picos menos acentuados, como ilustrado na Figura 13. Dessa maneira, a redução em 0,5 do vão livre entre os capitéis originou trações menos intensas nas bordas do geossintético. Enquanto a tração média nas bordas do grupo A.1. atingiu 26.86 kN/m, o grupo A.1 desencadeou uma tração média de 10.08 kN/m, menos da metade do valor definido no geossintético de maior vão livre.

No grupo A.2, o modelo de referência definiu uma estabilização significativa de T_1 a partir de $H/(s-a)$ de 0,63. Para as amostras de A.2.1 e A.2.2, um platô expressivo estabeleceu-se a partir de $H/(s-a)$ igual a 1,25, enquanto as demais amostras estabilizaram-se em $H/(s-a)$ de 1,5. Essa estabilidade após o acréscimo de carregamento reforça a teoria do arqueamento de redirecionamento das cargas adicionadas para o corpo de maior rigidez (Terzaghi, 1943).

Tabela 5– Processamento T_1 – Modelo A.2 Fonte: Autor

Modelo	H/(s-a)	T_1 (kN/m)	Varição com A.2.0	Varição média	Desvio padrão	Modelo	H/(s-a)	T_1 (kN/m)	Varição com A.2.0	Varição média	Desvio padrão
A.2.0	0.25	8.27				A.2.3	0.25	7.28	-12.0%		
	0.50	10.68					0.50	8.85	-17.2%		
	0.63	10.85					0.63	9.08	-16.3%		
	1.00	11.08					1.00	9.77	-11.8%		
	1.25	11.00					1.25	9.98	-9.3%		
	1.50	11.09					1.50	9.82	-11.4%	-12.3%	2.3%
	2.00	11.17					2.00	9.91	-11.3%		
A.2.1	2.50	11.24				2.50	9.98	-11.2%			
	3.00	11.44				3.00	10.12	-11.5%			
	4.00	11.47				4.00	10.19	-11.2%			
	6.00	11.44				6.00	10.03	-12.3%			
	0.25	7.94	-4.0%			0.25	7.08	-14.4%			
	0.50	9.86	-7.7%			0.50	8.55	-19.9%			
	0.63	10.28	-5.3%			0.63	8.89	-18.0%			
A.2.2	1.00	10.86	-2.0%			1.00	9.38	-15.4%			
	1.25	10.78	-2.0%	-2.9%	2.0%	1.25	9.57	-13.0%			
	1.50	10.89	-1.8%			1.50	9.53	-14.0%	-15.2%	2.1%	
	2.00	10.92	-2.2%			2.00	9.56	-14.4%			
	2.50	11.09	-1.3%			2.50	9.73	-13.4%			
	3.00	11.21	-2.0%			3.00	9.60	-16.1%			
	4.00	11.24	-2.0%			4.00	9.77	-14.9%			
A.2.3	6.00	11.24	-1.7%			6.00	9.91	-13.3%			
	0.25	7.52	-9.1%			A.2.4	0.25	8.55	-19.9%		
	0.50	9.25	-13.4%				0.50	8.89	-18.0%		
	0.63	9.71	-10.5%				0.63	9.38	-15.4%		
	1.00	10.40	-6.1%				1.00	9.57	-13.0%		
	1.25	10.62	-3.5%				1.25	9.53	-14.0%		
	1.50	10.41	-6.1%	-6.9%	2.9%		1.50	9.56	-14.4%		
2.00	10.46	-6.4%			2.00		9.73	-13.4%			
2.50	10.69	-4.9%			2.50	9.60	-16.1%				
3.00	10.77	-5.9%			3.00	9.77	-14.9%				
4.00	10.84	-5.5%			4.00	9.91	-13.3%				
6.00	10.94	-4.4%			6.00	9.91	-13.3%				

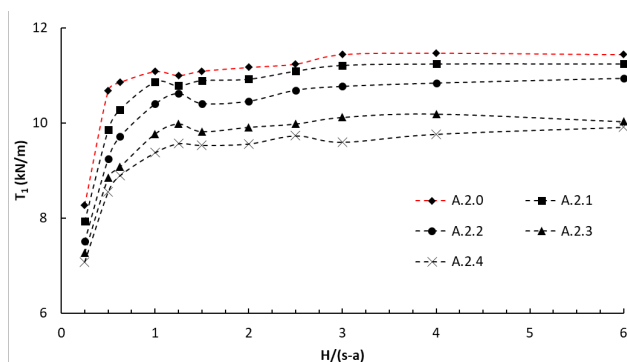


Figura 13 – Relação entre T_1 e $H/(s-a)$ para o grupo A.2. Fonte: Autor

A avaliação dos modelos A.2 em relação a sua amostra de referência A.2.0 identificou, assim como

os resultados de A.1, que quanto menor o ângulo de atrito da interface geossintético-capitel, menor a tração T_1 atuante no reforço (Figura 13). As variações médias respectivas de T_1 para A.2.1, A.2.2., A.2.3. e A.2.4 foram de -2,9%, -6,9%, -12,3% e 15,2%. Desse modo, como descrito em A.1, houve um salto significativo entre as amostras A.2.2 e A.2.3, as quais apresentam os ângulos de atrito de 20° e 10°, respectivamente. Apesar de constituir esse mesmo intervalo de 10° no ângulo de atrito da interface entre as amostras A.2.1 e A.2.2, esse desvio entre elas não é acentuado. Assim, demonstra-se uma evidente concentração das intensidades mais próximas das trações T_1 entre os ângulos mais altos e entre os ângulos mais baixos.

Ainda em relação às alturas, os modelos do grupo A.2 revelaram um desvio padrão estável entre as quatro simulações, em um intervalo entre 2 e 3% (Tabela 4). Com isso, em contraste com A.1, não houve crescimento das variações nas alturas em relação ao declínio do ângulo de atrito. Além disso, as alturas iniciais de A.2 resultaram em variações mais elevadas em relação a A.2.0, e tenderam a estabilizarem-se a partir de $H/(s-a)$ igual a 1

3.2. Tração no centro do vão livre (T_2)

As simulações de A.1. reiteraram que a redução do ângulo de atrito na interface inferior reduz as forças de tração no geossintético, como observado na Figura 14. Assim como observado no comportamento da tração T_1 , as trações T_2 do grupo A.1. atingiram sua estabilização a partir de $H/(s-a)$ de 0.63. Além disso, revelou-se uma pequena tendência de declínio nas cinco amostras, a partir de $H/(s-a)$ de 1. Esse desvio demonstrou-se decrescente dentro de cada amostra à medida que a altura do talude aumentava, e à medida que se reduzia o ângulo de atrito da interface geossintético-capitel, maior foi o decréscimo em T_2 .

Em relação ao comparativo com as trações máximas obtidas em A.1.0, as quatro amostras revelaram um declínio nas trações no centro do vão (Figura 14). Quanto maior a redução do ângulo de atrito, maior foi o decréscimo apresentado em T_2 . Percebeu-se uma proximidade entre os resultados de A.1.1 e A.1.2 com variações de -1,0 e -2,3% em relação A.1.0 (Tabela 5). Enquanto, para A.2.3 a A.2.4 a variação estabeleceu-se mais acentuada, respectivamente, em -4,7% e -5,8%.

Tabela 6– Processamento T_2 – Modelo A.1 Fonte: Autor

Modelo	H/(s-a)	T_2 (kN/m)	Varição com A.1.0	Varição média	Desvio padrão	Modelo	H/(s-a)	T_2 (kN/m)	Varição com A.1.0	Varição média	Desvio padrão
A.1.0	0.25	28.59				A.1.3	0.25	27.59	-3.5%		
	0.50	35.15					0.50	33.39	-5.0%		
	0.63	35.51					0.63	33.98	-4.3%		
	0.75	35.51					0.75	34.06	-4.1%	-4.7%	0.8%
	1.00	35.44					1.00	33.88	-4.4%		
	1.25	35.42					1.25	33.85	-4.4%		
A.1.1	1.50	35.47				1.50	33.78	-4.8%			
	2.00	35.30				2.00	33.34	-5.6%			
	3.00	34.99				3.00	32.77	-6.3%			
	0.25	28.10	-1.7%			0.25	27.46	-4.0%			
	0.50	34.57	-1.7%			0.50	33.11	-5.8%			
	0.63	35.23	-0.8%			0.63	33.66	-5.2%			
A.1.2	0.75	35.23	-0.8%			0.75	33.80	-4.8%			
	1.00	35.23	-0.6%	-1.0%	0.4%	1.00	33.57	-5.3%	-5.8%	1.2%	
	1.25	35.16	-0.7%			1.25	33.45	-5.6%			
	1.50	35.19	-0.8%			1.50	33.31	-6.1%			
	2.00	35.01	-0.8%			2.00	32.78	-7.1%			
	3.00	34.67	-0.9%			3.00	32.17	-8.1%			
A.1.4	0.25	27.76	-2.9%								
	0.50	33.84	-3.7%								
	0.63	34.67	-2.4%								
	0.75	34.80	-2.0%								
	1.00	34.75	-1.9%	-2.3%	0.7%						
	1.25	34.76	-1.9%								
1.50	34.87	-1.7%									
2.00	34.66	-1.8%									
3.00	34.26	-2.1%									

Nas avaliações as alturas de uma mesma amostra, percebeu-se um crescimento no desvio dessas variações, conforme a redução de ângulo de atrito elevou-se (Tabela 5). Enquanto para o modelo A.1.1, o desvio padrão das variações foi de 0,4%, para a amostra A.1.4, o desvio atingiu 1,2%. Dessa forma, quanto maior a altura e menor o ângulo de atrito na interface geossintético-capitel, menor foi a tração máxima no meio do vão do geossintético.

Tabela 7– Processamento Deflexão $_{m\acute{a}x}$ – Modelo A.1 Fonte: Autor

Modelo	H/(s-a)	Def $_{m\acute{a}x}$ (cm)	Varição com A.1.0	Varição média	Desvio padrão	Modelo	H/(s-a)	T_1 (kN/m)	Varição com A.1.0	Varição média	Desvio padrão
A.1.0	0.25	12.88				A.1.3	0.25	13.45	4.4%		
	0.50	13.04					0.50	13.49	3.5%		
	0.63	12.89					0.63	13.34	3.2%		
	0.75	12.85					0.75	13.28	3.3%	3.9%	0.7%
	1.00	12.81					1.00	13.20	3.0%		
	1.25	12.75					1.25	13.22	3.7%		
A.1.1	1.50	12.72				1.50	13.22	3.9%			
	2.00	12.70				2.00	13.27	4.5%			
	3.00	12.72				3.00	13.41	5.4%			
	0.25	13.24	2.8%			0.25	13.54	5.1%			
	0.50	13.06	0.2%			0.50	13.52	3.7%			
	0.63	12.96	0.5%			0.63	13.41	4.0%			
A.1.2	0.75	12.92	0.5%			0.75	13.37	4.0%			
	1.00	12.88	0.5%	0.8%	0.8%	1.00	13.32	4.0%	4.9%	1.2%	
	1.25	12.83	0.6%			1.25	13.34	4.6%			
	1.50	12.80	0.6%			1.50	13.37	5.1%			
	2.00	12.77	0.6%			2.00	13.46	6.0%			
	3.00	12.80	0.6%			3.00	13.64	7.2%			
A.1.4	0.25	13.31	3.3%								
	0.50	13.28	1.8%								
	0.63	13.15	2.0%								
	0.75	13.07	1.7%								
	1.00	12.98	1.3%	1.8%	0.7%						
	1.25	12.92	1.3%								
1.50	12.90	1.4%									
2.00	12.85	1.2%									
3.00	12.93	1.7%									

As forças T_2 reunidas pelo grupo A.2 corresponderam a cerca de 0,35 vezes os valores resultantes de T_1 . Esse comportamento originou curvas bem mais lineares, com platôs bem definidos e máximos pouco acentuados. Enquanto A.2.0 expressou sua tendência de estabilização a partir de H/(s-a) de 0,63, os demais modelos do grupo A.2 constituíram platô a partir de H/(s-a) de 1,25. As cinco amostras originaram patamares com baixa oscilação de T_2 entre as alturas consecutivas.

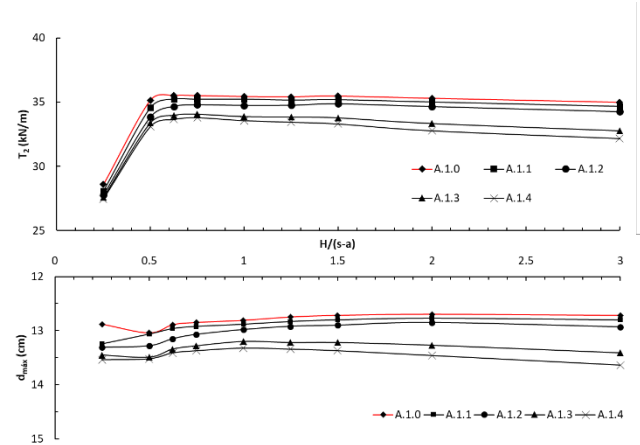


Figura 14– Relação entre T_2 e $(H/(s-a))$ para o grupo A.1. Fonte: Autor

Em relação à amostra de referência, A.2.0, as demais simulações reforçaram o impacto negativo da redução do ângulo de atrito da interface, nas forças resultantes do geossintético (Tabela 7). A.2.1, A.2.2, A.2.3, e A.2.4 expressaram uma redução na tração T_2 em relação a A.2.0, respectivamente, de -3,1%, -7,0%, 11,2%, e 13,7%. Demonstra-se um salto entre A.2.2 e A.2.3, enquanto os demais valores agrupam-se nos ângulos de atrito mais elevados de 45°, 30° e 20°, e os ângulo de atrito de 10° e 5°. Entre esses agrupamentos há pouca variação em T_2 , no entanto, em uma avaliação entre dois integrantes de grupos opostos, percebe-se uma diferença abrupta na força atuante no centro do geossintético.

O desvio entre as alturas de uma mesma amostra revelou uma estabilidade à medida que o ângulo de atrito foi alterado, estabelecendo desvios entre 2,8% e 4,8% (Tabela 7).

3.3. Deflexão máxima no centro do vão livre

As deflexões máximas no geossintético encontradas para o grupo A.1. demonstraram um decréscimo após as alturas iniciais, seguido por uma estabilização (Figura 14), exceto as simulações A.1.3 e A.1.4, que aumentaram nas alturas finais. A tendência de estabilização nas deflexões foi identificada a partir de H/(s-a) de 0.75 para A.2.0 e A.2.1, enquanto para A.2.2 o platô foi definido a partir de H/(s-a) de 1,25. Embora, A.1.3 e A.1.4 também tenham seguido essa tendência de declínio nas deflexões iniciais, a partir de H/(s-a) de 1,25 as deflexões seguiram um padrão de elevação crescente. Essa ascensão demonstrou-se tão significativa que a deflexão de A.1.4 em H/(s-a) de 3 ultrapassou as deformações iniciais da amostra.

As deflexões máximas, relativas à referência A.1.0, elevaram-se conforme o ângulo de atrito das amostras foi reduzido (Figura 14). Dessa forma, A.1.1, A.1.2, A.1.3 e A.1.4 atingiram em média um aumento respectivo de 0,8%, 1,8%, 3,9%, e 4,9% em suas deflexões máximas (Tabela 6). Notam-se, desvios mais expressivos a partir das duas últimas amostras, enquanto A.1.1 e A.1.2 originaram deflexões próximas às referências. Em uma análise de cada uma das alturas, verificou-se um maior desvio padrão em A.1.3 e A.1.4, de 1,2% e 1,8% (Tabela 6). Esse crescimento do desvio foi ocasionado pelo aumento das deflexões com o modelo de referência a partir de H/(s-a) de 1,25, um comportamento não identificado nas demais amostras do grupo A.1.

As simulações do grupo A.2 obtiveram deflexões máximas entre 4 e 5 centímetros (Figura 15), uma oscilação bastante expressiva em relação ao grupo A.1, que originou deflexões no intervalo de 12,7 e 13,6 centímetros (Figura 14). Sendo assim, a redução pela metade do vão livre entre os capitéis, abaixou cerca de 4 vezes a flecha do geossintético.

Para as cinco simulações de A.2, deflexões declinaram e normalizaram-se. Em contrapartida com os comportamentos verificados em A.1, as simulações com o ângulo de atrito de 10° e 5° em A.2 mantiveram a tendência de estabilização até a última altura amostrada, sem que houvesse crescimento abrupto. As amostras A.2.2 e A.2.3 apresentaram um pequeno salto em H/(s-a) de 1, todavia, voltaram ao platô na altura seguinte.

Tabela 9– Processamento Deflexão_{máx} – Modelo A.2
Fonte: Autor

Modelo	H/(s-a)	Def _{máx} (cm)	Varição com A.2.0	Varição média	Desvio padrão	Modelo	H/(s-a)	Def _{máx} (cm)	Varição com A.2.0	Varição média	Desvio padrão
A.2.0	0.25	4.64				A.2.3	0.25	5.19	11.7%		
	0.50	4.21					0.50	4.89	16.0%		
	0.63	4.13					0.63	4.74	14.9%		
	1.00	4.05					1.00	4.46	10.0%		
	1.25	4.06					1.25	4.52	11.3%		
	1.50	4.05					1.50	4.36	7.8%	10.5%	2.8%
	2.00	4.06					2.00	4.41	8.6%		
	2.50	4.04					2.50	4.41	9.3%		
3.00	4.05				3.00	4.40	8.7%				
4.00	4.03				4.00	4.39	9.0%				
6.00	4.03				6.00	4.34	7.7%				
A.2.1	0.25	4.97	7.0%			A.2.4	0.25	5.21	12.2%		
	0.50	4.53	7.4%				0.50	4.96	17.8%		
	0.63	4.28	3.8%				0.63	4.88	18.3%		
	1.00	4.11	1.3%	2.4%	2.5%		1.00	4.57	12.7%		
	1.25	4.11	1.1%				1.25	4.57	12.5%		
	1.50	4.10	1.2%				1.50	4.50	11.1%	13.3%	2.6%
	2.00	4.09	0.8%				2.00	4.52	11.4%		
	2.50	4.08	1.0%				2.50	4.64	14.9%		
3.00	4.09	0.9%			3.00	4.53	11.9%				
4.00	4.07	1.0%			4.00	4.52	12.2%				
6.00	4.06	0.9%			6.00	4.48	11.2%				
A.2.2	0.25	5.02	8.1%				0.25	4.77	13.8%		
	0.50	4.77	13.8%				0.50	4.53	9.7%		
	0.63	4.53	4.0%				1.00	4.22	4.0%		
	1.00	4.22	4.0%				1.25	4.35	7.2%		
	1.25	4.35	7.2%	5.6%	3.5%		1.50	4.19	3.5%		
	1.50	4.19	3.5%				2.00	4.19	3.2%		
	2.00	4.19	3.2%				2.50	4.19	3.7%		
	2.50	4.19	3.7%				3.00	4.18	3.2%		
4.00	4.16	3.1%			4.00	4.16	3.1%				
6.00	4.15	3.1%			6.00	4.15	3.1%				

As deflexões máximas do grupo A.2 enfatizaram que à medida que o ângulo de atrito declinava, maior era o aumento da deflexão máxima em relação ao modelo referência, A.2.0 (Figura 15). As amostras A.2.1, A.2.2, A.2.3, e A.2.4. originaram desvios positivos respectivos de 2,4%, 5,6%, 10,5% e 13,3% em relação à deflexão no meio do vão livre (Tabela 8). Essa proporção de desvio foi mais acentuada do que no grupo A.1, que atingiu um aumento máximo de 4,9%. Os desvios das alturas de cada simulação também alcançaram um patamar superior entre 2,5% e 3,5%, todavia, não expressou crescimento à medida que o ângulo de atrito sofreu redução. Sendo assim, as ampliações na deflexão máxima em relação à referência revelaram-se constantes em todas as alturas de uma mesma amostra

Tabela 8– Processamento T₂ – Modelo A.2 Fonte: Autor

Modelo	H/(s-a)	T ₂ (kN/m)	Varição com A.2.0	Varição média	Desvio padrão	Modelo	H/(s-a)	T ₂ (kN/m)	Varição com A.2.0	Varição média	Desvio padrão
A.2.0	0.25	11.10				A.2.3	0.25	8.83	-20.5%		
	0.50	12.66					0.50	10.71	-15.4%		
	0.63	12.95					0.63	11.14	-14.0%		
	1.00	12.97					1.00	11.70	-8.8%		
	1.25	12.98					1.25	11.90	-8.3%	-11.2%	3.8%
	1.50	13.01					1.50	11.86	-8.8%		
	2.00	13.04					2.00	11.84	-9.2%		
	2.50	13.03					2.50	11.83	-9.2%		
3.00	13.11				3.00	11.92	-9.1%				
4.00	13.11				4.00	11.93	-9.0%				
6.00	13.13				6.00	11.86	-9.7%				
A.2.1	0.25	10.03	-9.6%			A.2.4	0.25	8.54	-23.1%		
	0.50	11.80	-6.8%				0.50	10.49	-17.1%		
	0.63	12.32	-4.9%				0.63	10.84	-16.3%		
	1.00	12.73	-1.9%				1.00	11.31	-12.8%		
	1.25	12.77	-1.6%	-3.1%	2.8%		1.25	11.50	-11.4%	-13.7%	3.7%
	1.50	12.80	-1.6%				1.50	11.54	-11.3%		
	2.00	12.82	-1.7%				2.00	11.52	-11.7%		
	2.50	12.83	-1.5%				2.50	11.53	-11.5%		
3.00	12.91	-1.5%			3.00	11.49	-12.4%				
4.00	12.92	-1.4%			4.00	11.55	-11.9%				
6.00	12.90	-1.8%			6.00	11.63	-11.4%				
A.2.2	0.25	8.94	-19.5%				0.25	8.94	-19.5%		
	0.50	11.22	-11.4%				0.50	11.22	-11.4%		
	0.63	11.76	-9.2%				0.63	11.76	-9.2%		
	1.00	12.25	-5.6%				1.00	12.25	-5.6%		
	1.25	12.49	-3.8%				1.25	12.49	-3.8%		
	1.50	12.37	-4.9%	-7.0%	4.8%		1.50	12.37	-4.9%		
	2.00	12.36	-5.2%				2.00	12.36	-5.2%		
	2.50	12.47	-4.3%				2.50	12.47	-4.3%		
3.00	12.46	-5.0%			3.00	12.46	-5.0%				
4.00	12.51	-4.6%			4.00	12.51	-4.6%				
6.00	12.61	-4.0%			6.00	12.61	-4.0%				

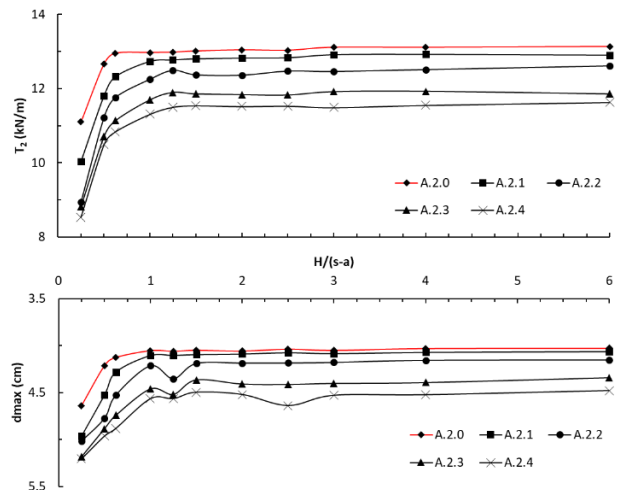


Figura 15 – Relação entre T₂ e (H/(s-a)) para o grupo A.2.
Fonte: Autor

3.4. Tensão cisalhante relativa mobilizada

Na avaliação da tensão cisalhante relativa mobilizada na interface geogrelha-capitel do grupo A.1, houve dois comportamentos distintos (Figura 16). As amostras A.1.0, A.1.1 e A.1.2 demonstraram um padrão de mobilização máxima inicial, subsequente declínio e formação de um platô a partir de H/(s-a) de 1,5. Quanto maior o ângulo de atrito da interface, menor revelou-se a tensão relativa mobilizada da interface. Por outro lado, A.1.3 e A.1.4 definiram uma curva quase linear, com pequenos desvios positivos e negativos, e constante tangenciamento com a tensão de mobilização máxima de 1. Sendo assim, essa total mobilização da interface pode justificar as deflexões crescentes identificadas na Figura 14, visto que mobilizada totalmente a interface, o geossintético tende a sofrer deflexões expressivas.

A redução do ângulo de atrito da interface impactou efetivamente na tensão mobilizada na interface 1 (Figura 16). Quanto menor o ângulo de atrito, maior foi a tensão mobilizada na interface para suportar as forças de tração. As amostras A.1.1, A.1.2, A.1.3 e A.1.4 originaram um aumento médio respectivo de mobilização de 47%, 96,9%, 130,6% e 130,9% em relação aos resultados de mobilização de A.1.0 (Tabela 9). O desvio bastante similar entre A.1.3 e A.1.4 é ocasionado por atingirem a completa mobilização da interface, sendo assim, não conseguem atingir mobilizações superiores ao limite.

Tabela 10– Processamento de dados mobilização da interface 1 - Modelo A.1 Fonte: Autor

Modelo	H/(s-a)	Mobilização Interface 1	Varição com A.1.0	Varição média	Desvio padrão	Modelo	H/(s-a)	Mobilização Interface 1	Varição com A.1.0	Varição média	Desvio padrão
A.1.0	0.25	0.97				A.1.3	0.25	0.97	0.5%		
	0.50	0.90					0.50	0.94	4.6%		
	0.63	0.56					0.63	0.97	73.2%		
	0.75	0.47					0.75	0.92	94.6%		
	1.00	0.39					1.00	0.97	149.4%	130.6%	91.0%
	1.25	0.34					1.25	0.97	183.1%		
A.1.1	1.50	0.31				A.1.4	1.50	0.97	215.9%		
	2.00	0.29					2.00	0.97	231.3%		
	3.00	0.30					3.00	0.97	220.4%		
	0.25	0.96	-0.9%				0.25	0.97	-0.4%		
	0.50	0.97	7.9%				0.50	0.97	8.0%		
	0.63	0.86	53.8%				0.63	0.97	72.6%		
A.1.2	0.75	0.69	46.6%			0.75	0.93	97.0%			
	1.00	0.59	53.2%	47.0%	26.2%	1.00	0.97	150.5%	130.9%	90.2%	
	1.25	0.55	60.1%			1.25	0.97	185.1%			
	1.50	0.49	58.7%			1.50	0.97	215.5%			
	2.00	0.52	76.6%			2.00	0.97	231.1%			
	3.00	0.51	67.3%			3.00	0.97	218.6%			
A.1.2	0.25	0.97	0.5%			A.2.1	0.25	0.95	1.4%		
	0.50	0.97	7.8%				0.50	0.97	87.3%		
	0.63	0.97	73.3%				0.63	0.94	166.4%		
	0.75	0.95	101.7%				0.75	0.97	104.2%		
	1.00	0.86	120.9%	96.9%	57.7%		1.00	0.47	121.4%	120.2%	45.1%
	1.25	0.80	133.7%				1.25	0.50	121.4%		
A.1.2	1.50	0.75	144.6%			A.2.2	1.50	0.47	125.6%		
	2.00	0.73	147.9%				2.00	0.41	141.5%		
	3.00	0.74	142.1%				2.00	0.40	152.9%		
	0.25	0.97	0.5%				3.00	0.37	137.5%		
	0.50	0.97	7.8%				4.00	0.36	142.7%		
	0.63	0.97	73.3%				6.00	0.34	141.0%		

Os resultados do grupo A.2 em relação à tensão mobilizada na interface 1, esquematizados na Figura 17, revelaram que a expansão das arestas dos capitéis e consequente abatimento do vão livre, reduziram as mobilizações em todas as simulações. Percebeu-se um padrão entre as primeiras 3 amostras, com um trecho inicial decrescente e seguida estabilização das mobilizações, com um patamar a partir de H/(s-a) de

2. Por outro lado, A.2.3 e A.2.4 representaram um declínio apenas em H/(s-a) de 0,63 e 1,25, e definiram um platô a partir de H/(s-a) de 4. Em divergência com as tensões mobilizadas em A.1, as mobilizações de A.2 concentraram-se abaixo do valor máximo, o que justifica as deflexões mais constantes presentes ao final da Figura 15.

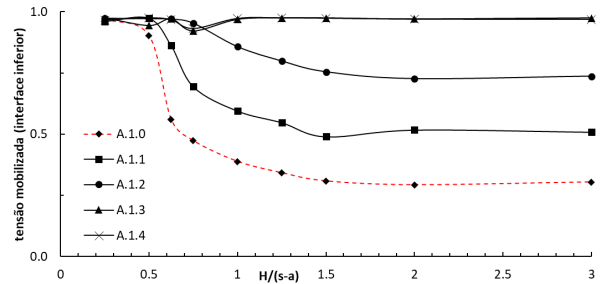


Figura 16 – Relação entre tensão cisalhante relativa mobilizada na interface 1 e H/(s-a) para o grupo A.1. Fonte: Autor

A redução do ângulo de atrito na interface geossintético-capitel dos modelos A.2 ocasionou a ampliação nas mobilizações em relação a A.2.0 (Figura 17). Os modelos A.2.1, A.2.2, A.2.3 e A.2.4 expressaram uma variação média respectivo em relação a A.2.0. de 59,2%, 120,2%, 223,0%, e 304,7% (Tabela 10). Embora as variações sejam maiores do que as identificadas nos resultados de A.1, a mobilização média de referência A.2.0 foi 45,76% da mobilização média de A.1.0.

Tabela 11– Processamento de dados mobilização da interface 1 - Modelo A.2 Fonte: Autor

Modelo	H/(s-a)	Mobilização Interface 1	Varição com A.2.0	Varição média	Desvio padrão	Modelo	H/(s-a)	Mobilização Interface 1	Varição com A.2.0	Varição média	Desvio padrão
A.2.0	0.25	0.94				A.2.3	0.25	0.94	-0.3%		
	0.50	0.52					0.50	0.94	81.5%		
	0.63	0.35					0.63	0.95	169.6%		
	1.00	0.23					1.00	0.95	315.0%		
	1.25	0.23					1.25	0.73	219.4%		
	1.50	0.21					1.50	0.69	231.3%	223.0%	101.1%
A.2.1	2.00	0.17				A.2.4	2.00	0.66	285.6%		
	2.50	0.16					2.50	0.63	303.4%		
	3.00	0.16					3.00	0.60	285.4%		
	4.00	0.15					4.00	0.57	283.9%		
	6.00	0.14					6.00	0.53	278.3%		
	0.25	0.97	3.7%				0.25	0.94	0.1%		
A.2.1	0.50	0.93	80.0%			0.50	0.91	75.1%			
	0.63	0.66	85.8%			0.63	0.93	162.8%			
	1.00	0.34	49.1%			1.00	0.95	314.2%			
	1.25	0.35	55.0%			1.25	0.95	318.1%			
	1.50	0.32	56.3%	59.2%	21.2%	1.50	0.91	336.5%	304.7%	158.0%	
	2.00	0.28	62.9%			2.00	0.93	447.5%			
A.2.1	2.50	0.26	63.8%			A.2.2	2.50	0.90	472.6%		
	3.00	0.25	61.4%				3.00	0.85	444.7%		
	4.00	0.25	66.9%				4.00	0.73	389.5%		
	6.00	0.23	66.1%				6.00	0.69	390.6%		
	0.25	0.95	1.4%				0.25	0.97	87.3%		
	A.2.1	0.50	0.97	87.3%				0.50	0.94	166.4%	
0.63		0.94	166.4%			0.63	0.97	104.2%			
1.00		0.47	104.2%			1.00	0.47	121.4%	120.2%	45.1%	
1.25		0.50	121.4%			1.25	0.50	121.4%			
1.50		0.47	125.6%			1.50	0.47	125.6%			
2.00		0.41	141.5%			2.00	0.41	141.5%			
A.2.1	2.50	0.40	152.9%			A.2.2	2.50	0.40	152.9%		
	3.00	0.37	137.5%				3.00	0.37	137.5%		
	4.00	0.36	142.7%				4.00	0.36	142.7%		
	6.00	0.34	141.0%				6.00	0.34	141.0%		

A ampliação dos capitéis aumentou a área de contato entre a interface reforço-capitel, o que propiciou a redução das mobilizações, e induziu a um comportamento mais constante nas amostras do grupo

A.2. Essa mudança de geometria também minimizou as tensões no reforço, tanto T_1 quanto T_2 , e as deflexões máximas no centro do vão. Sendo assim, como constatado por Almeida et al. (2007), as dimensões do capitel têm impacto positivo nas distribuições de tensões do aterro estaqueado.

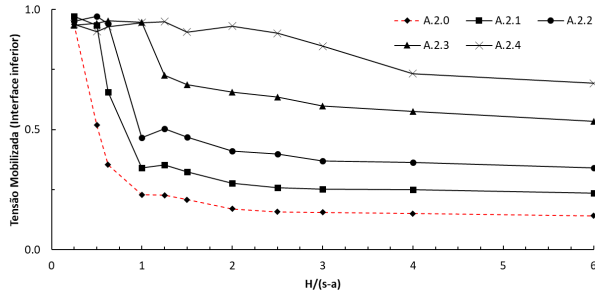


Figura 17 – Relação entre tensão cisalhante relativa mobilizada na interface 0 e $H/(s-a)$ para o grupo A.2. Fonte: Autor

As mobilizações completas da interface nos modelos A.1.3 e A.1.4 originaram deflexões crescentes no geossintético durante o arqueamento, visto que a área de contato da interface não foi suficiente para suprir as tensões cisalhantes direcionadas no plano. A mobilização total da interface acarreta o escorregamento do geossintético e afeta o efeito membrana tracionada que distribui os carregamentos para as estacas. Com o aumento da área de contato em A.2.3 e A.2.4, as mobilizações foram reduzidas e o comportamento padrão de deformações normalizou-se.

A redução dos ângulos de atrito na interface geossintético-capitel nas duas geometrias, demonstrou que o declínio desse parâmetro ocasiona reduções nas trações no geossintético e intensificações nas deflexões do mesmo e nas mobilizações da interface. Verificou também que as variações entre ângulos mais elevados de 45, 30 e 20 não foi tão significativa, assim como os desvios entre os ângulos de 10 e 5 graus. Todavia, entre os dois grupos existe uma expressiva oscilação.

3.5. Rotação das tensões principais

Nas duas geometrias modeladas, existiu convergência com a proporção discutida por Burke e Elshafie (2021) entre a altura crítica do arqueamento e o comprimento do vazio de 0,5. No grupo A.1, essa rotação das tensões principais para redistribuição das cargas ocasionou-se na altura de aterro de 1 metro (Figura 19). No grupo A.2, as tensões principais iniciariam o arqueamento de suas trajetórias na altura

de 0,5 metro (Figura 20). No entanto, em alturas de talude mais elevadas, o comportamento das tensões principais seguiu um padrão distinto do indicado por Burke e Elshafie (2021). As tensões principais das camadas mais altas do aterro apresentaram uma tendência de total verticalização tanto nas regiões acima do capitel, quanto acima do vazio, e posterior rotação e redirecionamento para as estacas (Figura 19 e Figura 21).

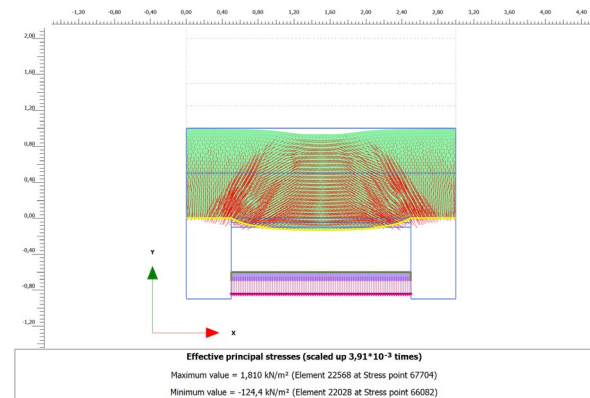


Figura 18 – Início da rotação das tensões principais em A.1. ($H/(s-a) = 0.5$) Fonte: Autor

A relação de H_c de Burke e Elshafie (2021) também pode ser visualizada por meio da tração máxima no meio do vão (Figura 14 e Figura 15). Desse modo, percebe-se que logo após a altura de 1 metro, as trações T_2 no modelo A.1 enfatizaram uma tendência de queda e estabilização, coerente com a redistribuição e eficiência do efeito do arqueamento do solo. Um padrão semelhante repete-se nas simulações no grupo A.2 na altura de 0,5, com uma queda na tendência de crescimento e posterior constância nos resultados.

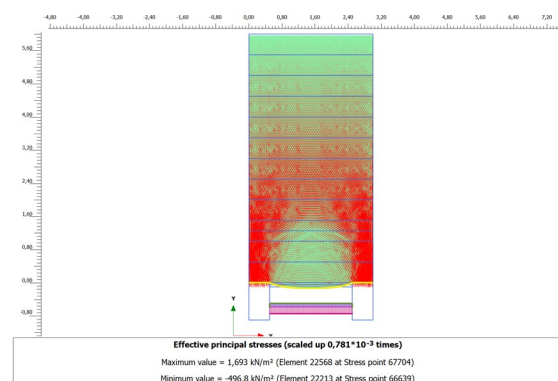


Figura 19 – Rotação das tensões principais em A.1 após a formação do arco ($H/(s-a) = 6$) Fonte: Autor

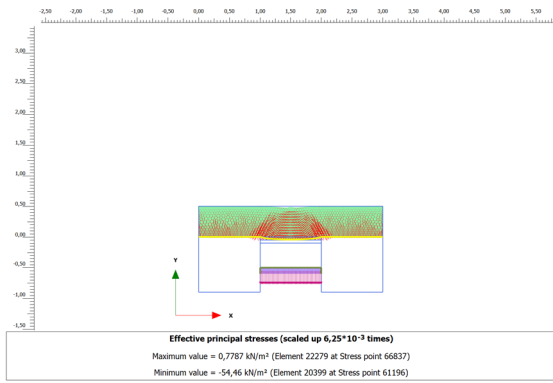


Figura 20 – Início da rotação das tensões principais em A.2. ($H/(s-a) = 0.5$) Fonte: Autor

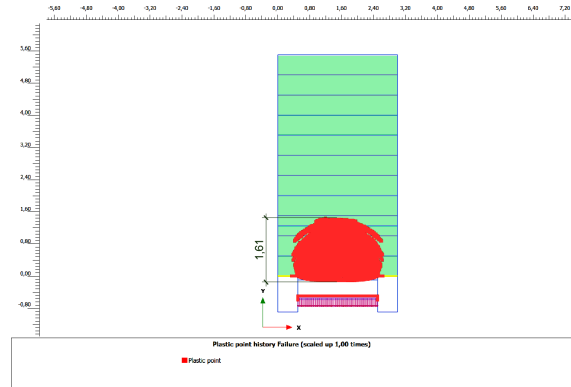


Figura 22 – Plastificação da primeira geometria do aterro estaqueado Fonte: Plaxis 2D

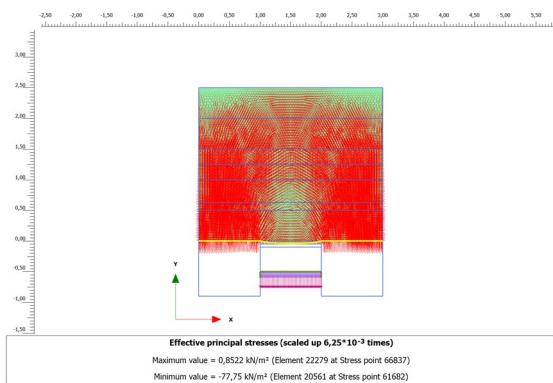


Figura 21 – Tensões principais efetivas em 1,5 metros de aterro Fonte: Plaxis 2D

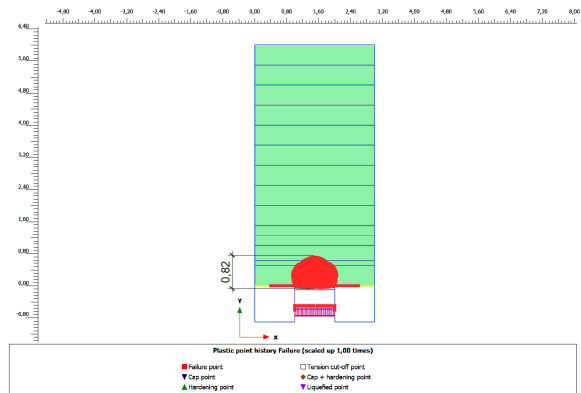


Figura 23 – Plastificação da segunda geometria do aterro estaqueado Fonte: Plaxis 2D

3.6. Histórico de plastificação dos modelos e altura do arco

O histórico de pontos plastificados dos modelos enfatiza a tendência de plastificação do solo abaixo da região do arqueamento, visto que essa está sujeita às solicitações do peso próprio da parcela e às deformações do geossintético. Por outro lado, as regiões acima do arco não tendem a plastificar em virtude do direcionamento das cargas para as estacas de concreto. A Figura 22 e a Figura 23 ilustram esse comportamento ocasionado pelo arqueamento e consequente direcionamento nas tensões.

Para obtenção das alturas dos arcos, cotou-se as distâncias do alinhamento do geossintético até o topo do arqueamento, como exemplificado na Figura 22 e a Figura 23. Os resultados foram agrupados na Tabela 11 e na Tabela 12. Para os modelos dimensionados nas geometrias de A.1, os arcos iniciaram-se com alturas de cerca de 2,20 m e decresceram até 1,50 m. Para o grupo A.2, a altura inicial do arco demonstrou inferior, em 1,2 m, e rebaixou-se até atingir 0,82 m na altura final de aterro.

Tabela 12– Plastificação da segunda geometria do aterro estaqueado Fonte: Plaxis 2D

Modelo	H/(S-a)	Altura do arco
A.1.0	1.25	2.18
	1.5	2.07
	2	1.79
	3	1.56
A.1.1	1.25	2.23
	1.5	2.1
	2	1.83
	3	1.61
A.1.2	1.25	2.24
	1.5	2.09
	2	1.83
	3	1.57
A.1.3	1.25	2.19
	1.5	2.04
	2	1.81
	3	1.53
A.1.4	1.25	2.21
	1.5	2.02
	2	1.79
	3	1.51

Verificou-se uma constância nas alturas do arco em relação às variações do ângulo de atrito na interface

geossintético-capitel (Tabela 11 e Tabela 12). Portanto, esse parâmetro da interface não demonstrou interferência nas alturas resultantes dos arcos em nenhum dos dois grupos modelados.

5. CONCLUSÕES

Os modelos representaram um comportamento coerente com os efeitos do arqueamento e do efeito membrana. As trações no reforço tenderam ao crescimento e posterior estabilização. Para as duas geometrias adotadas, houve convergência com a altura crítica de Burke e Elshafie (2021) com uma relação com o vão livre de 0,5 para a formação do arco.

A redução no ângulo de atrito da interface geossintético-capitel ocasionou um declínio nas trações nas bordas e no centro do reforço. No entanto, essa interferência ocasionou um aumento nas deflexões do reforço no meio do vão, e elevações na tensão cisalhante relativa mobilizada na interface 1. A oscilação do atrito nesse contato não demonstrou interferência na altura do arqueamento.

A ampliação dos capiteis otimizou o comportamento do aterro estaqueado reforçado, com reduções nas trações aplicadas sobre o reforço e nas deflexões obtidas no mesmo.

Os ângulos de atrito mais baixos, de 10° e 5°, ocasionaram uma elevada mobilização nos capitéis de 1 metro de aresta, e um acréscimo de deflexões mesmo após a estabilização das tensões sobre o reforço. Com o aumento dos elementos de concreto, houve declínio da mobilização do contato e manutenção da estabilidade das deflexões, assim como nas demais simulações.

Desse modo, os futuros desafios deste estudo buscam relacionar as técnicas executivas para a construção de aterros estruturados com o ângulo de atrito presente na interface reforço-capitel.

Tabela 13– Plastificação da segunda geometria do aterro estaqueado Fonte: Plaxis 2D

Modelo	H/(s-a)	Altura do arco
A.2.0	1.25	1.2
	1.5	1.2
	2	1.15
	2.5	1.14
	3	1.14
	4	1.01
A.2.1	6	0.82
	1.25	1.1
	1.5	1.09
	2	1.04
	2.5	1.03
	3	1.04
A.2.2	4	0.92
	6	0.81
	1.25	1.11
	1.5	1.1
	2	1.06
	2.5	1.04
A.2.3	3	1.05
	4	0.92
	6	0.81
	1.25	1.11
	1.5	1.1
	2	1.06
A.2.4	2.5	1.02
	3	0.98
	4	0.92
	6	0.8
	1.25	1.11
	1.5	1.11
A.2.4	2	1.06
	2.5	1.01
	3	0.97
	4	0.91
	6	0.82

6. AGRADECIMENTOS

A chegada até aqui foi um percurso de muito desafios. Quero agradecer à minha família que esteve sempre ao meu lado, me acolheu e me deu confiança durante esses cinco anos, ao meu namorado, João, por me apoiar todos os dias, me encorajar, e me ouvir com tanto afeto, aos meus amigos por acreditarem sempre em mim e em todas as minhas escolhas. Quero agradecer especialmente ao meu orientador, professor José Otávio, por me conduzir e me instruir nesses estudos. Quero agradecer ao curso de Engenharia Civil da UFMS e a todos os professores que me incentivaram a me construir como pessoa e como profissional.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, M. S. S.; EHRLICH, M.; SPOTTI, A. P.; FERREIRA, F. B.; MARQUES, M. E. S. Embankment supported on piles with biaxial geogrids. *Geotechnical Engineering*, V 160, p. 185-192. 2007.

- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros Sobre Solos Moles – Projeto e Desempenho**. São Paulo: Oficina de textos, 2014.
- BRASIL. Ministério dos Transportes. **Sistema Nacional de Viação: Relatório 2023**. Brasília, DF: Ministério dos Transportes, 2023.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 8006: Strengthened/ reinforced soils and others fills**. London: BSI, 1995.
- BURKE, T. S. S.; ELSHAFIE, M. Z. E. B. Geosynthetic-reinforced soils above voids: Observation and prediction of soil arching. **Geotextiles and Geomembranes**. V 49, p. 579-592. 2021.
- CORREIA, N. S.; NETO, J. O. A. Aspectos gerais do uso de geossintéticos em reforço de pavimentos. **In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, 2016. Anais. Belo Horizonte: ABMS, 2016.
- DGGT – GERMAN GEOTECHNICAL SOCIETY. *Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen - EB GEO*. Ernst & Sohn. Berlin: 2010.
- ELEUTÉRIO, J. O. S. **Modelagem Física e Numérica de Aterros Estruturados Compactados**. Orientador: Prof. Dra. Maurício Ehrlich. Tese (Doutorado em Engenharia Civil)– Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE), Rio de Janeiro, 2022.
- EHRlich, M.; BECKER, L. **Muros e taludes de solo reforçado**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2020.
- EHRlich, M. **Método de Dimensionamento de Lastros de Brita sobre Estacas com Capitéis. Solos e Rochas**. ABMS/ABGE. p. 229-234, 1993.
- FAGUNDES, D. F.; ALMEIDA, M. S. S.; THOREL, L. Influência do reforço de geossintético e a configuração geométrica no comportamento de aterros estruturados através de modelagem física em centrífuga. **In: VII Congresso Brasileiro de Geossintéticos**, 2015. Anais. Brasília: ABMS, 2015. P. 626-633
- FAGUNDES, D. F., ALMEIDA, M. S. S., THOREL, L., BLANC, M. Load transfer mechanism and deformation of reinforced piled embankments. **Geotextiles and Geomembranes**. P. 1-11, 2017
- FERREIRA, F.B. **Comportamento das Interface Solo-geossintético**. Orientador: Profa. Dra. Maria de Lurdes da Costa Lopes. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)– Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2010.
- GIFFONI, R. E.; OLIVEIRA, R. M. Análise numérica de aterro estaqueado com plataforma de geossintético. **in: Proceedings of XXXVII Iberan Latin-american Congress on Computational Methods in Engineering**, 2016. Anais. Brasília: ABMEC, 2016.
- GIROUD, J. P.; BONAPARTE, R.; BEECH, F. F.; GROSS, B. A. Design of Soil Layer-Geosynthetic Systems Overlying Voids. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 9, p. 11-50, 1990.
- HEWLETT, W.J.; RANDOLPH, M.F. Analysis of piled embankments. **Ground Engineering**, p. 12-18, 1988.
- JOHN. N.W.M. **Geotextiles**. Glasgow: Blackie, 1987.
- JONES, C.J.F.P.; LAWSON, C.R.; AYRES, D.J.; Geotextile Reinforced Piled Embankments. **In: 4th Internacional Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products**. Hague: 1990. P. 60-155.
- KEMPFERT, H.G.; STADEL, M.; ZAESKE, D. Berechnung von Geokunststoffbewehrten Tragschichten über Pfahlelementen. **Geotextiles and Geomembranes**. V 49, p. 579-592. 2021.
- LOVE, G.; MILLIGAN, G. “Design Methods for Basally Reinforced Pile Supported Embankments Over Soft Ground”. **Bautechnik, Ernst & Sohn**. p. 818-25, 1997.
- MELLO, L. G.F.S.; BILFINGER, W. Aterros sobre estacas. **In: VERTEMATTI, J. C. Manual Brasileiro de Geossintéticos**. São Paulo: Edgar Blücher, 2004. Cap. 4.7, p. 130-142.
- MITHILA, H. D. S.; PRIYANKARA, N. H. Review of existing design methods of geosynthetic reinforced piled embankments (GRPE). **Engineer**, v. 55, p. 11-20, 2022.
- POTTS, V. J.; ZDRAVKOVIC, B. Finite-element study of arching behaviour in reinforced fills. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers Ground Improvement**. V 163, n.14, p. 217-229, 2010.
- RAITHEL, M., KIRCHNER, A., KEMPFERT, H.G. German Recommendations for Reinforced Embankments on Pile-Similar Elements. **In: Li, G., Chen, Y., Tang, X. Geosynthetics in Civil**

- and Environmental Engineering.** Springer, Berlin, Heidelberg. (2008). P 279-284
- ROGBECK Y., GUSTAVSSON S., SO“DERGREN I. and LINDQUIST D. Reinforced piled embankment in Sweden: design aspects. **Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics**, Atlanta, GA, 1998, vol. 2, 755–762.
- TERZAGHI, K. Theoretical Soil Mechanics. JohnWiley & Sons, New York. 1943.
- VAN EEKELEN, S. J. M.; BEZUIJEN, A.; LODDER, H. J.; VAN TOL, A. F. Model experiments on piled embankments. Part I. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 32, p. 69-81, 2012a.
- VAN EEKELEN, S. J. M.; BEZUIJEN, A.; LODDER, H. J.; VAN TOL, A. F. Model experiments on piled embankments. Part II. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 32, p. 82-94, 2012b.
- VAN EEKELEN, S. J. M.; BRUGMAN, M. H. A. **Design Guideline – Basal Reinforced Piled Embankments**. 1ª ed. Delf: SBRCURnet, 2016.
- VERTEMATTI, J. C. Aplicações em reforço de solos. In: VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. São Paulo: Edgar Blücher, 2004. Cap. 4.1, p. 63-71.
- YU, Y.; DAMIANS, I.P.; BATHURST, R. J. Influence of choice of FLAC and Plaxis interface models on reinforced soil-structure interactions. **Computers and Geotechnics**, v. 65, p. 164-174, 2015.
- YU, Y.; BATHURST, R. J. Influence of selection of Soil and Interface Properties on Numerical Results of Two Soil-Geosynthetic Interaction Problems. **International Journal of Geomechanics**, v. 17, 2017.
- ZAESKE, D.; KEMPFERT, H.G. Berechnung und Wirkungsweise Von unbewehrten und Bewehrten Mineralischen Tragschichten uber Punkt – und Linienformigen Traggliedern. **Bauingenieur**. V 77, p. 80-86. 2002.