

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
CENTRO TECNOLÓGICO
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**LUCAS BROSEGHINI TOTOLA
VALÉRIA VIEIRA BARBIERI**

**MODELAGEM NUMÉRICA DE ESTRUTURAS DE
CONTENÇÃO DE SOLO REFORÇADO**

VITÓRIA
2017

LUCAS BROSEGHINI TOTOLA
VALÉRIA VIEIRA BARBIERI

MODELAGEM NUMÉRICA DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLO REFORÇADO

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado ao Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel (a) em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Bruno Teixeira Dantas

VITÓRIA

2017

LUCAS BROSEGHINI TOTOLA
VALÉRIA VIEIRA BARBIERI

MODELAGEM NUMÉRICA DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLO REFORÇADO

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado ao Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel(a) em Engenharia Civil.

Aprovado em: ____ de ____ de ____.

COMISSÃO EXAMINADORA

Prof^a. Dr^a. Kátia Vanessa Bicalho - UFES (examinador)

Prof^a. Dr^a. Karla Maria Wingler Rebelo - UFES (examinador)

Prof. Dr. Bruno Teixeira Dantas - UFES (orientador)

AGRADECIMENTOS

Gratidão a Deus, pela benção da vida, por sua graça imerecida e, principalmente, por sua proteção divina.

Aos nossos pais e família, pela paciência e toda dedicação que sempre tiveram ao nosso estudo;

Aos nossos amigos que colecionamos ao longo desses anos, pelo companheirismo, conselhos e suporte dado;

Ao professor Bruno Dantas pela sua orientação e conhecimento compartilhando, tendo assim, nos auxiliado a chegar no resultado final;

À Rita de Cássia Morosini Berlich de Almeida por ter cedido os resultados de sua dissertação, o que nos permitiu ter realizado o presente estudo.

RESUMO

Com o início do desenvolvimento de pesquisas relacionadas às estruturas de contenção de solos reforçados (ECSR) na década de 1960, os benefícios da técnica têm atraído grande interesse comercial e acadêmico. Os reforços de solos utilizados nesse tipo de estrutura podem ser geossintéticos ou metálicos, e são responsáveis por prover ao solo resistência à tração. O comportamento de ECSR é influenciado por uma série de parâmetros, como geometria, tipos de reforços, propriedades dos solos, do reforço e da face. A utilização de métodos numéricos na simulação do comportamento geotécnico de ECSR é em geral bastante difundida. As análises numéricas fazem uso de ferramentas computacionais e de formas de se representar a influência do processo construtivo. O presente estudo faz uso do Método dos Elementos Finitos, que permite discretização da estrutura a ser analisada a partir do uso de diferentes tipos de elementos. O objetivo desse trabalho é analisar a influência da discretização nos resultados da modelagem numérica. A análise contemplou a comparação de resultados entre modelagem com elementos quadriláteros e com elementos triangulares, variando-se, também, o refinamento. O software utilizado na pesquisa foi o CRISP92-SC. Com base nos resultados, espera-se definir qual tipo de elemento discretizador fornece resultados mais refinados e, portanto, mais confiáveis para o dimensionamento da ECSR.

Palavras Chave: ECSR; Análise numérica; CRISP92- SC.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Curvas de compatibilidade solo-reforço: (a) Influência da rigidez do solo; (b) Influência do ângulo de atrito; (c) Influência da coesão.....	16
Figura 2- Indicação das zonas ativa e resistente, e sua potencial superfície de ruptura.....	21
Figura 3 – Mobilização de tensões em uma massa de solo reforçado.....	23
Figura 4- Acréscimo de tensão no solo devido à operação de compactação. (a) Equipamento de compactação sob o ponto. (b) Retirada do equipamento de compactação do ponto.	25
Figura 5 - Propriedades dos materiais envolvidos no desenvolvimento dos modelos analíticos.....	37
Figura 6 - Pontos de integração do elemento discretizado.	42
Figura 7 - Geometria do elemento discretizador do caso base (ALMEIDA, 2014), ref. 1 (refinamento 1) e do ref. 2 (refinamento 2).....	43
Figura 8 – Estruturas modeladas.	45
Figura 9 – Malha de ECSR com face de 10 cm de espessura com elementos quadriláteros.....	50
Figura 10 - Malha de ECSR com elementos triangulares de refinamento 1.....	51
Figura 11 - Malha de ECSR com elementos triangulares de refinamento 2.....	51
Figura 12 - Esquema da ECSR.....	53
Figura 13 - Tração atuante nos reforços das ECSR para cada nível.	54
Figura 14 - Tração atuante nos reforços das ECSR para cada nível.	55
Figura 15 - Trações máximas atuantes em cada nível de reforço.....	56
Figura 16 - Pontos onde atuam tração máxima na ECSR.....	57
Figura 17 - Tensão horizontal atuante nos reforços das ECSR para cada nível.	59

Figura 18 - Tensão horizontal atuante nos reforços das ECSR para cada nível.	60
Figura 19 - Tensão vertical atuante nos reforços das ECSR para cada nível. .	61
Figura 20 - Tensão vertical atuante nos reforços das ECSR para cada nível. .	62
Figura 21 - Tensão vertical atuante nos reforços das ECSR para cada nível. .	63
Figura 22 - Deformada do caso Almeida (2014) sobreposta ao caso Ref. 1....	64
Figura 23 - Deformada do caso Almeida (2014) sobreposta ao caso Ref. 2. ...	65
Figura 24 - Deformada do caso Ref.1 sobreposta ao caso Ref. 2.....	65

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Características granulométricas recomendadas para solos da região reforçada.	17
Tabela 2 - Elementos do software CRISP e respectivas propriedades.	41
Tabela 3 – Parâmetros dos solos adotados nas simulações numéricas.	46
Tabela 4 – Propriedades do reforço.	47
Tabela 5 – Propriedades da face de elemento quadrilátero.	48
Tabela 6 - Resumo das características principais das malhas de elementos finitos.	52
Tabela 7 - Número de pontos de integração da zona reforçada de cada caso.	52
Tabela 8 - Variação percentual dos valores de tração máxima obtidos.	58
Tabela 9 - Tempo de processamento para cada caso.	66

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	10
1.1	Considerações Preliminares	10
1.2	Objetivo.....	11
1.3	Estrutura da MONOGRAFIA	11
2	REVISÃO BILIOGRÁFICA	13
2.1	ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLOS REFORÇADOS	13
2.2	COMPORTAMENTO DOS SOLOS	14
2.2.1	Propriedades requeridas para o solo da região reforçada	15
2.3	comportamento dos reforços: FLUÊNCIA E DEFORMABILIDADE	19
2.4	FATORES DE INFLUÊNCIA SOBRE A TENSÃO NOS REFORÇOS	20
2.4.1	Mecanismos de interação solo-reforço	20
2.4.2	Rigidez relativa solo-reforço	22
2.5	INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO DO SOLO	24
2.6	INFLUÊNCIA DA FACE NA ECSR	27
2.7	INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA	31
2.8	DIMENSIONAMENTO	31
2.8.1	Estabilidade externa	31
2.8.2	Estabilidade interna	32
3	PROCEDIMENTO DE ANÁLISE E RESULTADOS	36
3.1	FUNDAMENTOS DE MODELAGEM NUMÉRICA DE ECSR	36
3.2	PROGRAMA CRISP92-SC	39
3.3	GEOMETRIA DO ELEMENTO DISCRETIZADOR	42
3.4	MODELAGEM COMPUTACIONAL	43
3.4.1	Apresentação do caso base (ALMEIDA, 2014)	44
3.4.2	Estruturas modeladas	44
3.4.3	Modelagem e propriedades do solo e do reforço.....	45
3.4.4	Modelagem e propriedades da face	47

3.4.5	Modelagem do processo construtivo	48
3.4.6	Malhas de elementos finitos	49
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	53
4.1	TRAÇÃO NO REFORÇO.....	54
4.2	TENSÃO HORIZONTAL	58
4.3	TENSÃO VERTICAL.....	61
4.4	DESLOCAMENTO.....	63
4.5	TEMPO DE PROCESSAMENTO	66
5	CONCLUSÃO	68
	REFERÊNCIAS.....	69

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

O conceito de reforços em solos surgiu há milênios. Incas, babilônios e chineses fizeram o uso de fibras associadas a solos em suas construções. Há exemplos dessas associações pelos mesopotâmicos há mais de 5 mil anos. Porém, o uso racional da técnica só surgiu em 1960, quando Henri Vidal patenteou o método para projeto, chamado desde então de “Terre Armée” (Terra Armada). Na década de 1970, difundiu-se pelo mundo os sistemas de solo reforçado por inclusões metálicas, surgindo nessa mesma época as primeiras aplicações de muros reforçados com geossintéticos.

O reforço em solos veio a permitir condições que antes eram impossíveis, devido a um aumento da estabilidade interna da estrutura. Assim como no concreto armado, o reforço age no aumento da resistência mecânica, tornando viáveis inclinações e alturas de aterros antes inimagináveis.

As estruturas de contenção têm como função principal o suporte de empuxos de terra, permitindo o uso do espaço à frente de um talude com segurança. Em casos em que o solo de fundação é de baixo desempenho, e com a contenção de solos de alturas cada vez maiores, os métodos tradicionais com uso de concreto armado, ciclópico ou atirantados foram se tornando de custo deveras elevado. Para superar esse problema, foram desenvolvidas novas estruturas de contenção de solos reforçados, em que a estrutura tem associado à sua constituição materiais resistentes à tração.

Empregados em sua maioria na construção mais pesada, os geossintéticos fazem parte dos mais recentes grupos de materiais de construção, sendo o geotêxtil o primeiro tipo de geossintético utilizado na geotecnia. Nas décadas seguintes ao uso das inclusões metálicas, foram surgindo diversos materiais sintéticos de grande resistência à tração utilizados no reforço de solos, sendo as geogrelhas os geossintéticos mais empregados nessa mesma função.

Como vantagens das estruturas de contenção, segundo Elias, Christopher e Berg (2001 apud ALMEIDA, 2014, p. 27), elas podem ser consideradas soluções econômicas, capazes de apresentar grande tolerância a recalques de fundação, facilidade construtiva e prazo de execução reduzido. Além disso, pode-se adicionar a vantagem de não necessitar de mão de obra especializada, permitindo taludes de solo estáveis em diferentes inclinações e um bom acabamento estético em casos de faceamentos adequados.

1.2 OBJETIVO

O objetivo desse trabalho é realizar uma análise comparativa do comportamento de ECSR a partir da variação da geometria do elemento discretizador em um mesmo problema geotécnico, fazendo uso do método de elementos finitos.

O objetivo específico consiste em analisar e avaliar as variações da tração no reforço, dos esforços internos e da deformação de uma ECSR, em decorrência da variação do elemento discretizador, sendo empregados dois diferentes tipos para representação da região reforçada da estrutura: elemento quadrilátero (com 9 pontos de integração) e elementos triangulares (com 6 pontos de integração).

1.3 ESTRUTURA DA MONOGRAFIA

No primeiro capítulo são feitas considerações preliminares a respeito de ECSR, e apresentados o objetivo do trabalho e a sua organização.

No segundo capítulo é feita uma revisão bibliográfica do assunto, discutindo-se conceitos sobre ECSR, comportamento dos solos, fatores que influenciam a tensão nos reforços, influência da compactação do solo, influência da face da estrutura, influência da geometria da estrutura e uma breve revisão sobre dimensionamento de ECSR.

No capítulo três são apresentados os procedimentos de análise, realizando uma revisão sobre os fundamentos de modelagem numérica da ECSR e do software

utilizado no presente trabalho, o CRISP92-SC. A análise e discussão dos resultados obtidos por cada método usando um mesmo caso base são apresentadas no capítulo quatro. As considerações finais e conclusão estão no capítulo cinco.

2 REVISÃO BILIOGRÁFICA

2.1 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLOS REFORÇADOS

O principal resultado da associação de reforços ao solo é a formação de um material composto que apresenta melhoria em suas características mecânicas. Os solos possuem sua resistência à tração muito baixa, sendo essa deficiência suprida com a inclusão de reforços. Entretanto, a resistência à compressão e ao cisalhamento pode ser atingida de forma satisfatória com uma compactação adequada. Segundo Schlosser e Than (1974 apud PERALTA, 2007, p. 34), o princípio é análogo ao concreto reforçado, e consiste em associar as características mecânicas do solo com as de um reforço resistente à tração, podendo-se então obter uma estrutura mecanicamente resistente e estável.

O reforço trabalha de forma capaz de solidarizar uma região instável do solo à uma região estável impedindo a ruptura da estrutura. Através de análises internas e externas de estabilidade, pode-se definir o comprimento e quantidade dos reforços.

Nas últimas décadas foram desenvolvidas uma grande variedade de reforços de geossintéticos para reforço de solos, tendo como principais categorias os geotêxteis e as geogrelhas. Os geotêxteis são considerados os mais versáteis, pois além da função de reforço, podem ser utilizados em drenagem, filtração e separação. Já as geogrelhas têm sua função mais restrita, sendo utilizadas apenas nos reforços de solos.

A variedade de tipos de reforços é grande, existindo reforços metálicos, geogrelhas (de material plástico) e os geotêxteis (de tecido ou não tecidos).

As ECSR são formadas por três elementos essenciais: camadas de solo compactadas, entremeadas por camadas de reforço com os espaçamentos entre eles já pré-determinados e a face. O processo construtivo é de forma incremental e segue um ciclo simples e repetitivo, no qual predominam as operações de terraplenagem. A execução consiste basicamente na colocação dos elementos de face, no assentamento dos reforços em planos horizontais em níveis

previamente determinados (conectados ou não à face), e no espalhamento e compactação do solo selecionado em camadas. É recomendável que a compactação do aterro próximo à face seja realizada com compactador leve (ALMEIDA, 2014).

Segundo Almeida (2014), sob o ponto de vista técnico, a grande tolerância a recalques da fundação é a principal vantagem das ECSR em relação às estruturas de contenção convencionais, que são rígidas e apresentam pequena tolerância a recalques. Devido a isso, a American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) e a Federal Highway Administration (FHWA) afirmam que o uso de ECSR é particularmente indicado nos casos em que o recalque total e o recalque diferencial estimados forem significativos (ELIAS; CHRISTOPHER; BERG, 2001, apud ALMEIDA, 2014, p. 27; AASHTO, 2012).

Elias, Christopher e Berg (2001) e Sayão et al. (2004) citam como outras vantagens que as estruturas de contenção de solos reforçados possam apresentar: possuir procedimento de execução simples, rápido e não requerer mão de obra especializada; menor preparo do terreno do que as outras técnicas; menor impacto ambiental do que demais técnicas de contenção; o espaço necessário às operações de construção à frente da estrutura é pequeno; ser tecnicamente viável para alturas superiores a 25 metros; ao serem executadas com o solo local, poucos materiais industrializados são requeridos e o custo da solução é baixo. Segundo Almeida (2014), o emprego de ECSR é bastante difundido em obras de infraestrutura viária, como na interface de pontes e viadutos com plataformas de terraplenagem e na contenção de aterros em geral.

2.2 COMPORTAMENTO DOS SOLOS

O comportamento do solo é definido como não linear, não elástico e os parâmetros variam de acordo com o nível das tensões. Como a modelagem direta desse comportamento real dos solos seria muito complexa, foram desenvolvidas relações tensão-deformação hiperbólicas para uso em análises

incrementais não-lineares por Duncan et al. (1980). Nesse sistema, os cálculos de deformações são feitos em etapas, sendo a aplicação do carregamento dividida em vários incrementos.

Nessas análises de cada incremento, considera-se que o solo possua comportamento linear elástico, baseado em parâmetros constantes como módulo de Young e coeficiente de Poisson.

É possível simular de forma simples o comportamento real do solo, considerando que no incremento seguinte os valores dos parâmetros elásticos são modificados. A condição para que a análise seja mais precisa é que o carregamento seja dividido em um número suficientemente grande de incrementos.

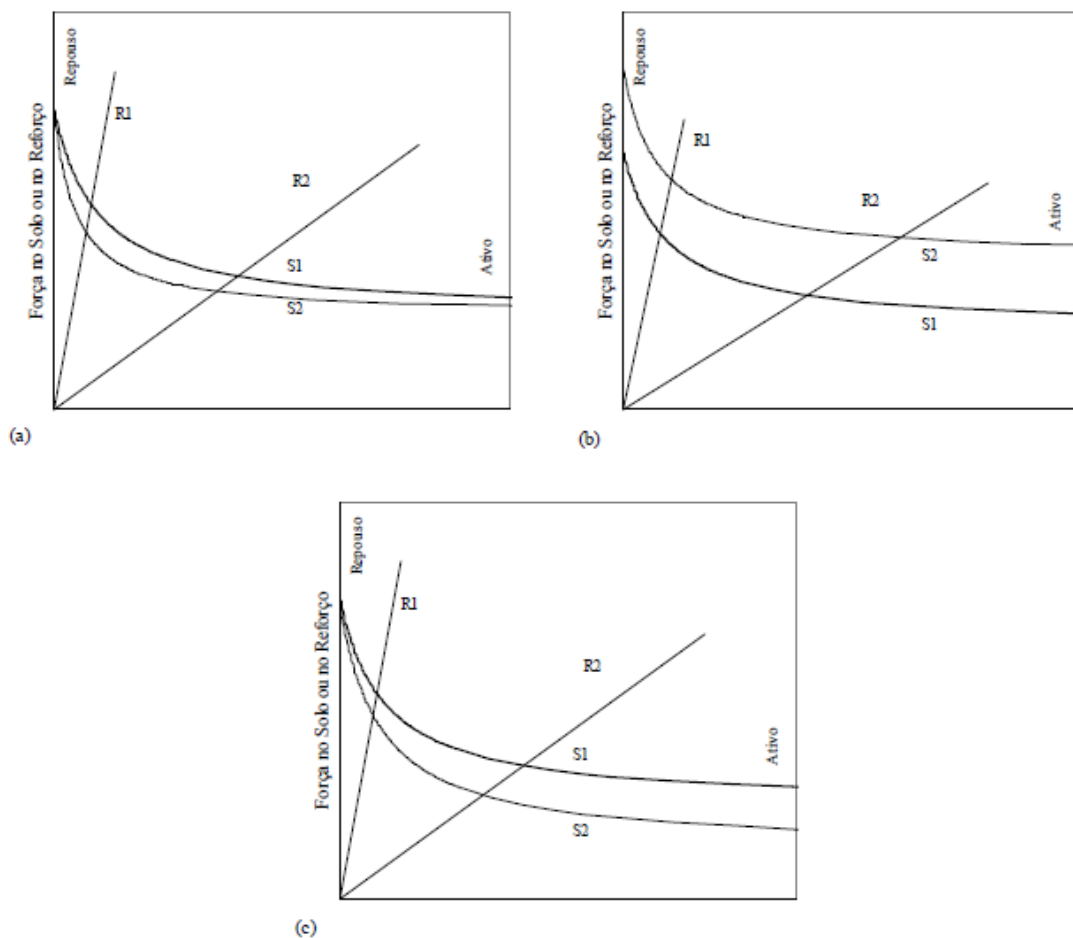
2.2.1 Propriedades requeridas para o solo da região reforçada

O solo é o material mais abundante em uma ECSR, sendo, então, suas propriedades de grande influência no comportamento da estrutura. Estruturas de contenção de solo reforçado são executadas tradicionalmente com solos granulares bem graduados, de elevado ângulo de atrito, boa capacidade de drenagem que facilite a rápida dissipação de excessos de poropressão no maciço (agindo de forma positiva na durabilidade de reforços metálicos além do baixo potencial de fluência). Segundo Dantas (2004), boa parte dos estudos desenvolvidos sobre estado de tensão na massa, geometria e posição da superfície potencial de ruptura, interação solo-reforço, durabilidade e resistência ao arrancamento dos reforços é baseada no emprego de solos grossos na região reforçada. Devido aos sistemas usuais, em sua maioria, funcionarem por atrito, é justificada a elevada resistência friccional dos solos utilizados.

Dantas (2004) avaliou a influência da rigidez, do ângulo de atrito e da coesão do solo no desenvolvimento das forças de tração nos reforços. A figura 1(a) representa a influência da rigidez do solo. As curvas S1 e S2 representam solos idênticos, porém com rigidez maior em S2. O solo com rigidez mais elevada, como pode-se notar, tem a tendência de reduzir as solicitações do reforço. Na

figura 1(b), é representada a influência do ângulo de atrito do solo em que a curva S2 possui um ângulo de atrito menor que o da curva S1. Pode-se notar que quanto menor o ângulo de atrito do solo, maiores serão as solicitações no reforço. A figura 1(c) representa a influência da coesão do solo. As curvas S1 e S2 representam solos idênticos, porém o solo de S2 possuiu coesão nula. É possível notar que a coesão tende a reduzir as solicitações e deformações da estrutura. Porém, esse feito vai depender da rigidez do reforço, já que de forma geral os maciços com elementos mais flexíveis devem apresentar maior redução relativa em comparação com aqueles em que são utilizados reforços rígidos (DANTAS, 2004).

Figura 1- Curvas de compatibilidade solo-reforço: (a) Influência da rigidez do solo; (b) Influência do ângulo de atrito; (c) Influência da coesão.



Fonte: Dantas (2004).

A partir da figura 1, é possível concluir que o equilíbrio de ECSR sob condições de trabalho está relacionado com as deformações de seus materiais constituintes. Devido a isso, o emprego de coeficientes de segurança nos métodos de previsão de colapso não reflete fielmente os mecanismos de equilíbrio sob condições de trabalho (DANTAS, 2004).

Apesar de normalmente ser negligenciada nos métodos de análise, a coesão do solo pode representar uma importante contribuição no equilíbrio de maciços reforçados (DANTAS, 2004). Os trabalhos de Adib (1988) e Jones (1990), apresentam evidências dessa influência.

Elias et al. (2001) fez algumas recomendações que estão na tabela 1. De acordo com Elias et al. (2001), as especificações entre paredes verticais e taludes abatidos se diferem nos deslocamentos admissíveis em cada tipo de estrutura e nas metodologias de dimensionamento empregadas, sendo mais conservadoras em taludes reforçados.

Tabela 1 - Características granulométricas recomendadas para solos da região reforçada.

Tamanho de Partícula (Peneira)	Porcentagem passando	
	Paredes Verticais (Até 70° de inclinação)	Taludes Abatidos (Inclinação inferior a 70°)
102 mm (4")	100	
20 mm		100
4,76 (No. 4)		100 – 20
0,425 (No. 40)	0 - 60	0 – 60
0,075 mm (No. 200)	0 – 15	0 - 50
Índice de Plasticidade (IP)	≤ 6	≤ 20

Fonte: Elias et al. (2001).

Mitchell e Villet (1987 apud DANTAS, 2004, p. 10), através de um pensamento mais conservador, citam que o uso de solos com características inferiores de resistência, graduação e plasticidade, tendem a resultar em estruturas com maior quantidade de reforços, maior consumo de material, maior deformabilidade e possivelmente um custo mais elevado.

Em casos de ocorrer escassez de material de boa qualidade nas proximidades do local de aplicação, a solução em solo reforçado pode tornar-se inviável. Em situações desse tipo, a utilização de solos de qualidade abaixo do desejado nas proximidades da obra pode ser imperativa para o projeto se tornar viável. As principais desvantagens que restringem a utilização de solos de baixa capacidade de drenagem são a possibilidade de desenvolver poro-pressão positiva no maciço reforçado, o que leva a reduzir a resistência do solo e a considerar a alta susceptibilidade à fluência, que leva ao aumento das movimentações pós-construtivas da estrutura (DANTAS, 2004).

Para Ehrlich (1995), os solos residuais tropicais de rochas graníticas ou de gnaisses podem apresentar excelentes características mecânicas e pouca agressividade aos reforços metálicos, apesar de possuírem elevada porcentagem de finos na maioria das vezes. Em grande parte dos casos, esses solos apresentam elevado ângulo de atrito. Devido à sucção, apresentam elevada coesão aparente, o que favorece o equilíbrio da obra.

Zornberg e Mitchell (1994) e Mitchell e Zornberg (1995) desenvolveram uma vasta revisão sobre ECSR utilizando solos finos. Estes estudos estão relacionados com casos de obras envolvendo solos de clima temperado, sendo a maioria de origem sedimentar. As principais conclusões destes estudos indicam que:

- O bom desempenho destas estruturas está relacionado à prevenção de geração de poro-pressão significativa no aterro, que ocorre com a utilização de drenos de forma adequada e com o uso de reforços permeáveis;

- O comportamento de reforços geossintéticos confinados é melhorado em termos de resistência e também em relação ao módulo de deformação;
- Há evidências que os reforços permeáveis apresentam uma melhor interação com solos coesivos e que contribuem para a estabilidade da estrutura funcionando como drenos.

Segundo esses pesquisadores, casos em que houve uma movimentação excessiva e consequente ruína relatados na literatura são relacionados à saturação dos aterros que foram reforçados com elementos impermeáveis, isso após períodos de chuvas intensas.

Peralta (2007) concluiu que no Brasil, os casos de ECSR com geossintéticos incluem em sua construção solos residuais ou lateríticos, típicos de climas tropicais com alto teor de finos, e que, apesar disso, as estruturas se comportam de forma satisfatória. Ehrlich et al (1994) concluíram que o emprego desses solos pode resultar em estruturas econômicas, com geometria, configuração e quantidade de reforços semelhantes aos maciços de solos granulares e com desempenho adequado.

2.3 COMPORTAMENTO DOS REFORÇOS: FLUÊNCIA E DEFORMABILIDADE

A fluência pode ser definida como a tendência de um material sofrer deformações crescentes no decorrer do tempo, quando submetido a um carregamento de intensidade constante (EHRlich e BECKER, 2009). Associado à fluência, está o fenômeno de relaxamento das tensões, que ocorre quando o material é submetido à deformação constante ao longo do tempo e as tensões internas sofrem redução. A propriedade de fluência é comum aos polímeros. Se o material, após algum tempo, romper com uma carga menor do que sua resistência à tração de curto prazo, pode-se dizer que isso ocorreu devido ao fenômeno de ruptura por fluência.

O comportamento de fluência de um geossintético depende de vários fatores, como natureza do polímero, estrutura do geossintético, a intensidade do carregamento e a temperatura.

Pode-se dizer que os geotêxteis tecidos apresentam rigidez superior aos não tecidos, o que ocorre devido à frouxa ligação entre os filamentos não tecidos. Entretanto, no caso das geogrelhas, a rigidez vai depender principalmente do polímero utilizado na fabricação.

Geralmente, ocorre de o confinamento do solo aumentar a resistência à tração e a rigidez dos geotêxteis não tecidos. O confinamento aumenta o atrito interno entre os filamentos, tendo seu deslizamento e reorientação restringidos. O contato dos grãos de solo com o geotêxtil aumenta a rigidez e a resistência final. Nas geogrelhas, por sua vez, as propriedades de resistência e deformabilidade não são alteradas pelo efeito do confinamento.

Quanto maior o carregamento, maiores serão as deformações de fluência e maior a taxa de deformações, aumentando, então, a chance de ruptura por fluência.

O projetista deve evitar que o reforço atinja seu estado último de ruptura ou que sofra deformações excessivas que prejudiquem o uso ou aparência da estrutura.

2.4 FATORES DE INFLUÊNCIA SOBRE A TENSÃO NOS REFORÇOS

A interação do solo e o geossintético depende de propriedades como resistência e deformabilidade do solo, da geometria, resistência e rigidez do geossintético e das condições de contorno.

2.4.1 Mecanismos de interação solo-reforço

As geogrelhas apresentam mecanismos básicos de interação solo-reforço diferentes dos apresentados por geotêxteis, por exemplo.

Devido ao seu formato, os geotêxteis e as geobarras apresentam transferência de tensões somente por atrito. Já as geogrelhas, por serem elementos vazados,

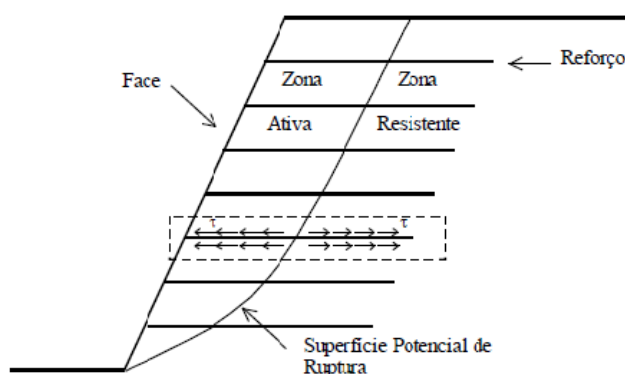
o solo irá penetrar nos vazios e a interação entre a geogrelha e o solo ocorre por cisalhamento nas interfaces e por resistência passiva contra os elementos transversais.

Existem ensaios capazes de induzir na amostra de reforço, esforços semelhantes aos que acontecem no campo, são eles: cisalhamento direto, cisalhamento direto com reforço inclinado e arrancamento. Esses ensaios são realizados visando a determinação de parâmetros de resistência da interface solo-geossintético.

Para que se possa traçar uma envoltória de resistência, os ensaios devem ser realizados para diferentes tensões verticais.

O ponto no qual se observa o valor máximo da tensão de tração no reforço deve ocorrer na superfície potencial de ruptura que separa as zonas ativa e a resistente. Isso ocorre devido a zona ativa ter o sentido do movimento relativo solo-reforço oposto ao que se verifica na zona resistente. A figura 2 ilustra as zonas mencionadas e a superfície potencial de ruptura.

Figura 2- Indicação das zonas ativa e resistente, e sua potencial superfície de ruptura.



Fonte: Ehrlich e Becker (2009).

Diversos fatores afetam os valores da tensão máxima nos reforços, principalmente a rigidez do geossintético em relação ao solo e dos esforços decorrentes da compactação.

2.4.2 Rigidez relativa solo-reforço

Segundo Ehrlich e Becker (2009), o mecanismo de interação solo-reforço se dá pela transferência de tensões e restrição das deformações laterais dentro do maciço. Em condições de trabalho, considera-se a hipótese de aderência perfeita entre o solo e os reforços, não se admitindo deslizamento entre eles. Sendo assim, pode-se considerar a mesma deformação para o solo e os reforços na interface entre eles.

Definido por Ehrlich e Mitchell (1994), o índice de rigidez relativa (S_i) traduz a relação entre a rigidez do geossintético e a do solo, sendo que a tensão ou deformação de equilíbrio entre os mesmos, depende da rigidez relativa.

$$S_i = \frac{J_r}{K \cdot P_a \cdot S_v}$$

Sendo:

J_r = Módulo de rigidez do reforço à tração

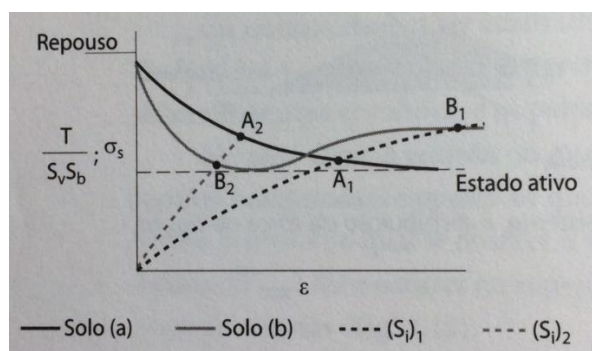
K = Módulo tangente inicial do solo do modelo hiperbólico (Duncan et al. 1980)

P_a = Pressão atmosférica

S_v = Espaçamento vertical dos reforços

A figura 3 a seguir demonstra um modelo do mecanismo de mobilização de tensões em uma massa de solo reforçado, onde são apresentadas duas curvas. Representando o solo (a), a curva tensão-deformação não possui pico, e representando o solo (b) a curva apresenta pico de resistência. Nesse mesmo modelo, são apresentadas duas curvas de reforços de rigidezes diferentes, sendo $(S_i)_1$ e $(S_i)_2$.

Figura 3 – Mobilização de tensões em uma massa de solo reforçado.



Fonte: Ehrlich e Becker (2009).

Sob deformação horizontal nula, o solo estaria no estado de tensões correspondente ao repouso e os reforços não estariam tensionados. Aumentando-se a deformação horizontal, as tensões horizontais no solo diminuem, aproximando-se da condição ativa. Simultaneamente, as tensões nos reforços crescem, até que o equilíbrio da massa do solo reforçado seja satisfeito. Esse equilíbrio pode ser atingido com deformações relativamente pequenas, quando se tem o reforço mais rígido (pontos A₂ e B₂). Quando o reforço possui baixa rigidez, as deformações necessárias para se atingir o equilíbrio são mais elevadas (ponto A₁), podendo ocorrer a ruptura do solo quando sua curva tensão-deformação apresenta queda de resistência pós pico (ponto B₁). Portanto, conclui-se que a rigidez do reforço é um parâmetro importante para estabelecer o estado de tensões e deslocamento dentro de uma ECSR sob condições de trabalho. Quanto mais rígido for o elemento, maior a proximidade do estado em repouso e menores os deslocamentos da massa, e quanto mais flexível for o elemento, maior a proximidade do estado ativo e maiores os deslocamentos da estrutura.

É importante observar que, quanto maior o valor de S_i mais rígido é o reforço e, em geral, mais tensão ele absorve e menores são as deformações da estrutura de solo reforçado. Como exemplo, pode-se citar estruturas reforçadas com geogrelhas de PVA, que tendem a apresentar forças de tração maiores e deformações menores do que em casos de geotêxteis não tecidos. Porém, em

casos de solos com queda de resistência pós-pico, pode-se ter situação distinta. Reforços menos rígidos poderão necessitar de maiores tensões para o equilíbrio, como em solos tipo b, no ponto B do exemplo mostrado na figura 3.

2.5 INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO DO SOLO

A compactação do solo pode ser dita como um dos principais aspectos do processo construtivo que exerce influência sobre o comportamento de uma ECSR (DANTAS, 2004). Compactação, segundo Caputo (1988 apud PERALTA, 2007, p. 69), pode ser definida como um processo manual ou mecânico que visa reduzir o volume de seus vazios e, assim, aumentar sua resistência. Os principais motivos para a utilização da compactação são a melhoria das propriedades mecânicas do solo e a otimização do volume da estrutura, tendo a densidade do material majorada (DANTAS, 2004).

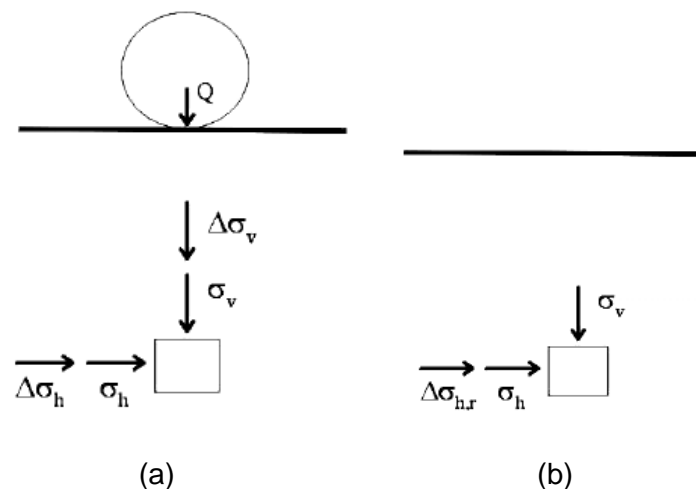
Segundo Iturri (1996), os depósitos de areia fofa sofrem recalques grandes quando são sujeitos às vibrações causadas por máquinas, tráfego de veículos e terremotos e que, sob carregamento estático, podem sofrer grandes recalques diferenciais. Com o objetivo de minimizar problemas estruturais, é conveniente compactarem-se estes depósitos antes da construção de alguma estrutura (ITURRI, 1996).

A compactação pode afetar significativamente as tensões internas das estruturas de solos reforçados, por isso deve-se considerar seu efeito no comportamento da massa reforçada. Mitchell e Villet (1987) e Elias et al. (2001), recomendam que equipamentos pesados de compactação não cheguem muito próximo da face, pois podem causar deformações excessivas ou prejudicar o alinhamento da obra. O processo de compactação induz esforços e deformações permanentes no solo, além dos demais carregamentos da estrutura.

Segundo Duncan e Seed (1986), a compactação pode ser representada por ciclos de carga e descarga que provocam o surgimento de tensões horizontais residuais no solo. Dependendo da energia de compactação, as tensões horizontais residuais podem ser muito maiores do que aquelas decorrentes

apenas do peso próprio do solo lançado, o que faz aumentar de forma significativa as tensões de tração nos reforços. Isso não quer dizer que a compactação seja prejudicial, pois, assim, a estrutura torna-se pouco sensível aos carregamentos que, aplicados após a construção, induzam tensões menores do que as decorrentes da compactação. Para Dantas (2004), admite-se que parte do acréscimo de tensão horizontal devido à operação de compactação fica retida no solo, sendo a tensão resultante geralmente designada de tensão residual da compactação. É usual interpretar a compactação como um tipo de pré-adensamento do solo (DUNCAN e SEED 1986, EHRLICH e MITCHELL 1995). A figura 4 demonstra o acréscimo de tensões no solo devido ao processo de compactação.

Figura 4- Acréscimo de tensão no solo devido à operação de compactação. (a) Equipamento de compactação sob o ponto. (b) Retirada do equipamento de compactação do ponto.



Fonte: Dantas (2004).

Sendo:

σ_v , σ_h = Tensão vertical e horizontal do ponto, respectivamente.

$\Delta \sigma_v$, $\Delta \sigma_h$ = Acréscimos de tensão vertical e horizontal de pico, respectivamente, induzidos pela compactação do solo.

$\Delta \sigma_{h,r}$ = Acréscimo de tensão horizontal residual da compactação.

As camadas de compactação em campo são relativamente finas, podendo-se então considerar que uma camada está igualmente compactada. Entretanto, a deformação lateral da camada de solo reforçado, na direção perpendicular à face do muro, reduz a tensão horizontal máxima induzida pela compactação, em comparação com a tensão máxima que existiria no caso de não haver deformação lateral. Portanto, a tensão horizontal máxima induzida pela compactação é função da rigidez do reforço. Entretanto, a tensão vertical induzida pela compactação pode ser considerada independente das deformações horizontais e da rigidez do reforço.

Enquanto a tensão vertical induzida pela compactação for superior à tensão vertical devida ao peso próprio do solo acima da camada considerada, a tensão horizontal atuante é aquela induzida pela compactação. Quando o valor da tensão vertical devida ao peso próprio do solo ultrapassa o valor da máxima tensão vertical decorrente da compactação, a compactação deixa de exercer influência na tensão horizontal, prevalecendo a tensão horizontal devida ao peso próprio.

A compactação pode, então, ser dita como o principal fator de influência nas tensões internas para profundidades inferiores a Z , sendo que Z pode atingir, em condições típicas, por volta de 6m em muros de face vertical, ou subvertical, de solos reforçados (Erlich; Mitchell, 1994), e até 10m para taludes reforçados com inclinação inferior a 70° (Dantas, 1998).

Loiola (2001 apud PERALTA, 2007, p. 70) estudou a influência da compactação do solo através de análise numérica. Sua pesquisa foi feita através de um programa de elementos finitos para simular o comportamento de um muro, avaliando diferentes tipos de reforço. Seus estudos concluíram que a compactação do solo tende a induzir maiores forças de tração nos reforços, principalmente para reforços menos rígidos.

Duncan e Seed (1986) apresentaram uma análise de situações genéricas através do método de elementos finitos no programa SSCOMP (SEED e DUNCAN, 1984). Iturri (1996) implementou a formulação de Seed e Duncan (1986) no programa de elementos finitos CRISP. Com base na formulação de Duncan e Seed (1986), foram feitos ábacos que permitem a estimativa da tensão residual induzida por diferentes

tipos de equipamentos de compactação, sendo possível encontra-los em Duncan et al. (1991).

Para Dantas (2004), um aspecto relevante na modelagem das tensões induzidas pela compactação é a influência das deformações sobre o estado de tensão do solo. A tensão horizontal induzida pela compactação é função da deformação lateral induzida. A tensão vertical, no entanto, é normalmente considerada independente das movimentações. Devido a isso, Seed e Duncan (1986), Adib (1988) e Ehrlich e Mitchell (1994) trabalham com uma tensão vertical de pico equivalente induzida pela compactação, sendo obtida a partir da tensão horizontal de pico, admitindo-se válida nessa situação a condição K_0 (empuxo na condição repouso).

A tensão vertical de pico equivalente está para a compactação, assim como a tensão de sobreadensamento está para o adensamento (DANTAS, 2004). Se a tensão vertical geostática não for superior à tensão vertical de pico equivalente, o efeito da compactação prevalece no comportamento do solo reforçado. Segundo Ehrlich e Mitchell (1994), o efeito da compactação é anulado a partir de 6m de profundidade em estruturas típicas de solo reforçado com talude vertical.

É importante dizer que, de acordo com a teoria de compactação, a máxima densidade é atingida para uma condição de aterro parcialmente saturada, sendo possível o desenvolvimento de sucção ou coesão aparente no maciço, que é função principalmente do teor de finos no solo (DANTAS, 2004).

2.6 INFLUÊNCIA DA FACE NA ECSR

Segundo a norma BS8006-1 (BSI STANDARTS PUBLICATION, 2010, apud ALMEIDA, 2014 p. 28) a face de uma ECSR possui as seguintes finalidades: conferir forma externa à estrutura, providenciar um aspecto estético adequado, impedir fuga do solo de enchimento em decorrência de intemperismo, acomodar e providenciar suporte para o solo entre reforços e contribuir para ancoragem do reforço na zona

ativa. De acordo com a norma, a face fornece acabamento à estrutura e contribuiu para sua durabilidade.

Segundo Tatsuoka (1993), as faces rígidas são comumente empregadas em estruturas de solo reforçado permanentes de grande importância, em função de sua maior durabilidade, melhor acabamento estético e facilidade construtiva. Segundo o pesquisador, a estrutura da face possui maior importância à medida que: a declividade do talude de face aumenta; o solo torna-se mais fraco; a coesão e a cimentação do solo diminuem; a sobrecarga sobre a estrutura aumenta ou desloca-se para a crista do muro; o espaçamento entre os reforços é aumentado; a tolerância quanto à deformação diminui; a estrutura torna-se mais importante e quando a vida útil da estrutura aumenta.

Para Riccio Filho (2007), os métodos mais difundidos de análise de estruturas de contenção de solo reforçado, como o Método Simplificado (ELIAS; CHRISTOPHER; BERG, 2001) e o método de Erlich e Mitchell (1994), não consideram a rigidez da face na avaliação do equilíbrio interno da estrutura. Considera-se, nas ECSR, que os reforços são os elementos mais importantes na estabilidade do maciço e que a face tem um papel estrutural secundário.

Segundo Loiola (2001), Bathurst et al. (2006) e Vieira, Lopes e Caldeira (2008), a contribuição da face para a estabilidade interna da estrutura de solo reforçado é comprovada. Esses pesquisadores atestam que o uso de face rígida promove redução da tração máxima nos reforços e dos deslocamentos da estrutura.

Tatsuoka (1993) apresentou um estudo dos efeitos da rigidez da face sobre as cargas de tração em ECSR. A rigidez da face foi definida em termos de rigidez local, axial, ao cisalhamento e à flexão, e a massa total como uma estrutura de gravidade. O pesquisador concluiu que a deformação da massa de solo reforçado tende a diminuir devido ao confinamento do solo causado por uma face de rigidez elevada, reduzindo as cargas de tensão nos reforços.

Segundo Rowe e Ho (1993), a rigidez da face e a fundação afetam a rigidez global do sistema e influenciam na parcela de carga horizontal transmitida pelo reforço e o pé.

Para faces rígidas, o equilíbrio de forças não pode ser satisfeito sem se considerar as forças transferidas do pé ao fundo da face com o pé restringido.

Lee (2000) estudou a influência da rigidez da face sobre a distribuição de forças de tração no reforço através de análise numérica, usando padrão de face rígida e flexível. O pesquisador pôde observar que a força de tração máxima em um muro de face rígida foi 50% da força de tração desenvolvida em muro de face flexível.

Tatsuoka et al. (1989) demonstraram a partir de modelos em escala reduzida que, sob mesmas condições de carregamento, a magnitude das tensões verticais na região próxima à base da ECSR diminuiu com o aumento da rigidez da face, sugerindo que tal rigidez promova algum efeito de estabilização.

Almeida (2014) cita que Loiola (2001) concluiu o seguinte:

- O emprego de face com elevada rigidez reduz as máximas solicitações atuantes e os deslocamentos horizontais, independentemente do tipo de reforço e da realização de compactação;
- Nas estruturas com face flexível, os deslocamentos verticais da face e do maciço ocorrem na mesma proporção, ou seja, sem recalque diferencial. Já nas faces rígidas, o solo reforçado desloca-se mais que a face;
- A compactação induz maiores deslocamentos verticais do solo reforçado situado próximo da face, na fase construtiva;
- A tensão vertical do solo no ponto de máxima tração não apresenta variação significativa em função da rigidez da face. No solo próximo à face rígida, há redução da tensão vertical, correspondendo, provavelmente, a uma transferência de tensões do solo para a face.

Vieira, Lopes e Caldeira (2008) realizaram um estudo numérico para avaliar o efeito da rigidez à flexão da face e da altura do muro sobre o deslocamento da face e sobre a tensão horizontal no reforço das ECSR. Diferente das outras pesquisas citadas nesse trabalho, Vieira, Lopes e Caldeira (2008) concluíram que houve diminuição da tração no reforço com o aumento da rigidez da face apenas nas camadas de reforço inferiores da estrutura. Constatou-se que em aproximadamente 70% da altura do

maciço ocorre a inversão do comportamento da tração em relação à rigidez da face. Portanto, os reforços que se encontram no terço superior do maciço possuem os maiores valores de tração constatados em estruturas de faces mais rígidas. As pesquisadoras concluíram que a tensão no reforço e os deslocamentos horizontais da estrutura são fortemente influenciados pela rigidez à flexão da face (EI), sendo E o módulo de elasticidade e I o momento de inércia da face.

Dantas (2004) diz que, em uma ECSR, a transmissão de carga nos reforços pressupõe a ocorrência de deformação na estrutura, pois os reforços trabalham no regime elástico. Apesar da ECSR poder se manter estável sem elementos de face, a mesma confere restrição dos deslocamentos do maciço, reduzindo as cargas nos reforços. A ação da face, neste caso, pode ser representada como uma força externa à estrutura.

Vale ressaltar que o mecanismo descrito por Dantas (2004) só é válido para faces com a propriedade de transmitir esforços continuamente à fundação e compostas por elementos estruturais com rigidez suficiente para suportar os esforços com deformações horizontais menores que as requeridas pela massa para que ocorra a plena mobilização dos reforços.

Segundo Ehrlich e Becker (2009), a conexão entre os reforços e a face deve garantir a transferência para a face das forças de tração que ainda existem no reforço e que em geral, as conexões apresentam resistências inferiores à dos reforços, sendo que a máxima solicitação numa camada de reforços não ocorre no ponto de conexão com a face.

Segundo Dantas (2004), as faces de ECSR, em geral, são acopladas às camadas de reforço por meio de conectores dimensionados para esse propósito. A conexão aos reforços confere aos elementos de face esbeltos estabilidade com relação ao tombamento.

Ehrlich e Becker (2009) dizem que as faces moduladas de blocos ou painéis servem de fôrma para a construção da ECSR e no caso da execução de estrutura autoenvelopada, é geralmente utilizada fôrma removível apropriada. Devido a isso, os

painéis e blocos de face necessitam serem projetados para resistir ao esforço de compactação do solo.

2.7 INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA

Quanto mais abatido for o talude, menores serão as solicitações, tornando a geometria da estrutura de influência trivial na solicitação nos reforços.

Vale destacar que a máxima solicitação dos reforços não ocorre junto ao pé do talude. Essa conclusão é apoiada por pesquisadores como Adib (1988), Kutara et al. (1990 apud DANTAS, 2004, p. 73), Zornberg et al. (1998a apud DANTAS, 2004, p. 73), Rimoldi (1988 apud DANTAS, 2004, p. 74), Yamanouchi et al. (1986 apud DANTAS, 2004, p. 74) e Cazzuffi et al. (1988 apud DANTAS, 2004, p. 74), sendo importante dizer que, nas estruturas estudadas por todos esses pesquisadores, foram utilizados apenas reforços geossintéticos.

2.8 DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento de uma estrutura de solo reforçado se dá por diversas etapas, como escolha das dimensões, materiais e verificações de fatores de segurança, sendo esse dimensionamento dentro das condições de estabilidade interna e externa.

2.8.1 Estabilidade externa

Segundo Erlich e Becker (2009), a análise de estabilidade externa pode ser conduzida considerando a massa de solo reforçada como um muro convencional de gravidade. Esse muro garante a estabilidade da zona não reforçada. Deve-se, sob a ação do empuxo promovido pela massa não reforçada, garantir a estabilidade ao deslizamento e tombamento, além da capacidade de carga das fundações e evitar-se a ruptura geral.

2.8.2 Estabilidade interna

Segundo Becker (2006), estruturas de solo reforçado podem ser dimensionadas quanto à estabilidade interna sob duas abordagens: Método de equilíbrio limite em que se supõe uma estrutura em situação de colapso iminente e a total mobilização da resistência ao cisalhamento do solo, e os métodos baseados em condições de trabalho que são baseados na compatibilidade de deformações no solo e no reforço e consideram a influência da rigidez relativa solo-reforço e da compactação.

Segundo Gomes e Palmeira (1994), na condição limite, a ruptura da zona reforçada (instabilidade interna) ocorre por ruptura por tração, arrancamento dos reforços ou instabilidade localizada na face. Devido a isso, a análise da estabilidade interna se torna um dos aspectos mais importantes no projeto de um solo reforçado, permitindo estimar a magnitude da força de tração, espaçamento e comprimento dos elementos de reforço. Para isto, é necessário conhecer os mecanismos de transferências de tensões e os mecanismos de ruptura, devendo-se, então, utilizar as verificações abaixo indicadas.

2.8.2.1 Máxima tensão de tração no reforço

Um dos principais aspectos da análise de estabilidade interna é a determinação da tensão de tração máxima nos reforços ($T_{\text{máx}}$). O valor de $T_{\text{máx}}$ não deverá superar o menor valor esperado para a resistência de projeto, para que não haja ruptura nos reforços. Tudo isso levando-se em consideração as condições ambientais e de instalação, e um tempo de referência para o projeto, resguardando-se a um fator de segurança apropriado.

Segundo Peralta (2007), o cálculo da força de tração nos reforços é um parâmetro importante não só para evitar a ruptura do reforço, mas também para dimensionar o espaçamento do reforço e o comprimento necessário para evitar o arrancamento.

Para Rowe e Ho (1993), a magnitude da força de tração nos reforços depende da resistência ao cisalhamento mobilizada dentro do aterro, da deformação horizontal do solo e da rigidez do sistema reforçado. A resistência ao cisalhamento determina a

força ativa requerida para o equilíbrio, a rigidez do sistema determina a deformação e, portanto, a força no sistema necessária para o equilíbrio (PERALTA, 2007).

Segundo Jaber (1989 apud PERALTA, 2007, p. 65), a máxima força de tração deduzida de medidas de deformação é menor que os valores previstos pela condição ativa (K_a – empuxo na condição ativa) de Rankine para as camadas mais baixas. Adib (1988) mostrou que as forças no reforço perto do topo do muro foram similares aos previstos pela condição de repouso (K_0 – empuxo na condição repouso).

Para Guedes (2004), a compactação do solo pode resultar em significativo acréscimo na tensão residual lateral, sendo tal tensão bem superior ao valor teórico calculado para a condição K_0 .

Conforme exposto em Peralta (2007), a magnitude da força de tração em cada camada de reforço é dependente da interação entre todas as componentes do muro (solo, reforço, face e fundação), a distribuição dos reforços e do procedimento construtivo.

2.8.2.2 Resistência ao arrancamento

Deve-se garantir um embutimento mínimo do reforço na zona resistente, em um projeto de muro de solo reforçado, para que não haja arrancamento. Para que isso ocorra, o valor de $T_{máx}$ não deverá superar o valor da resistência ao arrancamento do trecho de reforço embutido na zona resistente, na respectiva camada, garantindo o fator de segurança.

2.8.2.3 Conexão dos reforços com o sistema de faceamento

Em um sistema de contenção de solo reforçado que seja adequado, a resistência admissível da conexão deve ser superior à máxima solicitação no reforço junto à face, evitando-se o desprendimento dos reforços na face.

Diversos estudos publicados por vários autores mostram a influência da face no equilíbrio interno e externo da ECSR. Quanto à estabilidade interna, os principais

aspectos da face que influenciam a estabilidade interna da ECSR, segundo Almeida (2014), são os seguintes:

- Ao aumentar a rigidez da face, a força de tração atuante na maioria dos reforços é reduzida, desde que haja atrito da face com a fundação (EHRlich, MIRMORADI, 2013; VIEIRA, LOPES, CALDEIRA, 2008; RICCIO FILHO, 2007; BATHURST et al. 2006; LOIOLA, 2001).
- Ao aumentar a rigidez da face, a força na conexão reforço-face aumenta. Em faces rígidas, o solo se desloca verticalmente mais que a face, arrastando consigo os reforços, que se alongam e ficam pendurados na conexão com a face. Este fenômeno gera aumento da solicitação no reforço próximo da face e na conexão (BATHURST et al., 2006; BARBOSA JÚNIOR, 2003; GUEDES, 2004; LOIOLA, 2001; TATSUOKA, 1993).
- Nas faces rígidas, a força na conexão reforço-face é significativamente afetada pela compactação e, de forma geral, ela aumenta de magnitude quando o solo junto à face é submetido à compactação (ALLEN, BATHURST, 2014; GUEDES, 2004; BARBOZA JÚNIOR, 2003; LOIOLA, 2001).
- Ao aumentar a rigidez da face, é verificada a redução dos deslocamentos da estrutura (EHRlich, MIRMORADI, 2013; RICCIO FILHO, 2007; BATHURST et al., 2006; BARBOZA JÚNIOR, 2003; LOIOLA, 2001; HELWANY et al., 1996; TATSUOKA, 1993).
- À medida que a inclinação da face em relação à horizontal aumenta, as tensões nos reforços e o deslocamento da face crescem (DANTAS, 2004; GUEDES, 2004; DANTAS, EHRlich, 2000).
- Nas ECSR de face rígida, próximo à face ocorre redução da tensão vertical no solo (LOIOLA, 2001) e como consequência, a solicitação vertical na base da face rígida é significativamente maior do que o peso próprio da face (DAMIANS et al., 2013; HUANG, BATHURST, HATAMI, 2009; BATHURST et al., 2000).

2.8.2.4 Instabilidade de trechos

Assim como em qualquer outro sistema de contenção por incrementos, a instabilidade de algum trecho deve ser verificada.

2.8.2.5 Fatores de segurança para estabilidade interna

A estabilidade interna deve atender aos fatores de segurança nas condições de ruptura do reforço, arrancamento e estabilidade da conexão, isso em caso de adoção de critérios determinísticos.

3 PROCEDIMENTO DE ANÁLISE E RESULTADOS

3.1 FUNDAMENTOS DE MODELAGEM NUMÉRICA DE ECSR

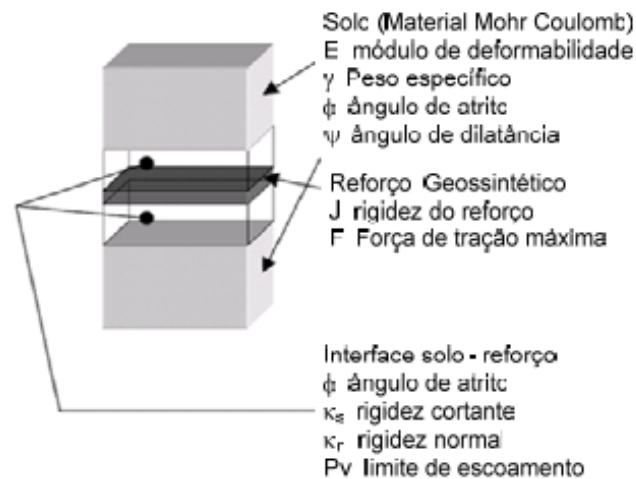
Na simulação computacional de estruturas de contenção de solo reforçado, pode ser empregada uma grande variedade de métodos numéricos, tipos de elementos, relações constitutivas e formas de se representar a influência do processo construtivo. Segundo Mitchell e Villet (1987), as análises numéricas do comportamento de ECSR vêm sendo realizadas desde 1976.

Para Abramento (1994), análises detalhadas do comportamento de ECSR podem ser feitas através de métodos que se baseiam em elementos finitos, sendo possível modelar explicitamente as propriedades constitutivas do solo, do reforço e da interface. Nos estudos são admitidos em sua maioria o estado plano de deformação, sendo pouco comum casos de análises tridimensionais. Segundo Lee (2000) existem duas formas de analisar o comportamento do sistema solo-reforço: sistema discreto e material compósito. A grande maioria das simulações computacionais são desenvolvidas com base na modelagem discreta devido às usuais limitações das modelagens compósitas.

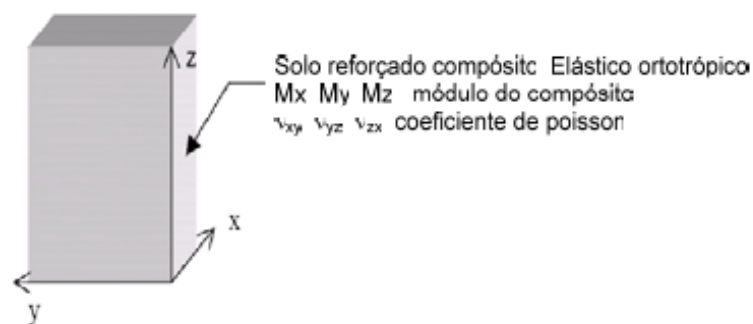
O modelo de elementos discretos considera elementos estruturais individuais no solo reforçado e nas interfaces (Figura 5), sendo necessárias as propriedades do solo, do reforço, da face e das interfaces entre diferentes materiais (PERALTA, 2007). Uma vantagem desse método é que ele determina diretamente as deformações e tensões na interface, no reforço, entre as camadas de reforço e na massa de solo. Segundo Mitchell e Villet (1987), existem dois problemas associados com esse modelo. Nesse método, os reforços descontínuos (ex.: tiras de aço) são modelados como elementos planares, devido à condição de deformação plana. Devido a isso, o método pode tornar-se antieconômico ao analisar estruturas complicadas devido ao grande número de elementos que devem ser usados.

O modelo de elementos compósitos considera o solo reforçado como um material anisotrópico e homogêneo. A figura 5 mostra as propriedades de material compósito elástico ortotrópico exigidas por este tipo de modelo. A desvantagem desse tipo de representação é o processo construtivo e a impossibilidade de modelar os deslocamentos entre o reforço e o solo e estudar as tensões no reforço (PERALTA, 2007).

Figura 5 - Propriedades dos materiais envolvidos no desenvolvimento dos modelos analíticos.



(a) Modelo discreto de solo reforçado



(b) Modelo composto do solo reforçado

Fonte: Lee (2000) adaptado por Peralta (2007).

Um fato importante na modelagem bidimensional de faces constituídas por painéis pré-fabricados de concreto é a representação e disposição das descontinuidades.

Outro fato importante a se destacar na simulação computacional de ECSR, está relacionado com o processo construtivo. Devido ao solo ser um material em que o comportamento é dependente da história de tensões a que foi submetido, e os deslocamentos da face podem influenciar a tração mobilizada nos reforços, deve-se, sempre que possível, buscar representar a sequência executiva real de maciços reforçados. Portanto, como o processo construtivo é incremental, a representação computacional deve ser caracterizada pelo lançamento de elementos na malha em etapas sucessivas até atingir a geometria final da estrutura. Em caso de maciços com face de painéis pré-fabricados com a altura final da estrutura, a execução compreende o completo escoramento da face. Nessas estruturas, o escoramento provisório deve ser previsto na simulação computacional.

Rowe e Skinner (2001) concluíram que nas medições de tensão lateral contra a face e tensão vertical na base da estrutura, os resultados foram melhor representados pela hipótese de aderência perfeita ou ausência de deslocamentos relativos.

Existem várias representações de face de modelos computacionais. Elas são representadas como faces rígidas, tais como placas de concreto, onde são utilizados elementos bidimensionais do estado plano de deformação com propriedades físicas e dimensões reais do material empregado, assim como outros pesquisadores representam as faces como elementos unidimensionais de viga, que são capazes de transmitir esforços axiais, transversais e momentos fletores, desprezando-se o peso próprio do material (DANTAS, 2004). Alguns pesquisadores como Ho e Rowe (1994), Dantas (1998) e Loiola (2001) utilizam elementos unidimensionais de barra que sejam capazes de transmitir apenas esforços axiais em casos de faces constituídas de geossintético.

Becker (2006) fez um resumo dos métodos numéricos utilizados pelos diferentes autores encontrados na literatura. Segundo esse resumo, a maioria das pesquisas empregaram método de elementos finitos, modelo constitutivo hiperbólico e elementos

de interface no contato solo-reforço que permitem deslocamentos relativos entre os dois materiais. Houve predominância de fundações flexíveis, sendo os efeitos da compactação desprezados na maioria dos casos e foram utilizados diversos tipos de elementos. Em todos os trabalhos foi considerada somente a rigidez axial dos reforços, desprezando-se sua rigidez à flexão.

Para Chew et al. (1990), nas situações onde as exigências do projeto ditam estruturas com geometria ou carregamentos não padronizados e fora da escala considerada pelos métodos de projeto empíricos, o comportamento da deformação pode tornar-se relativamente mais importante. Nestas situações, o método de elementos finitos é uma importante ferramenta para prever o comportamento da estrutura em projetos atípicos. Uma maneira do modelo numérico ser avaliado é através de dados de muros instrumentados e monitorados ou então comparando os resultados obtidos com resultados de um método analítico.

3.2 PROGRAMA CRISP92-SC

O programa CRISP foi criado em 1975 na Universidade de Cambridge, e pode ser definido como um programa de elementos finitos utilizado na modelagem de problemas geotécnicos estáticos, sob condições monotônicas de carga e descarga (Iturri, 1996).

Iturri (1996) implementou o programa CRISP92 introduzindo o modelo de solo baseado na formulação hiperbólica de Duncan et al. (1980), a modelagem de compactação conforme Duncan e Seed (1986) e outras implementações complementares, denominando esta nova versão de CRISP92-SC ("CRISP92 with Soil Compaction").

O programa possibilita a análise drenada, não-drenada e de adensamento em estado plano de deformação ou em condições axissimétricas ou tridimensionais. É utilizada a técnica incremental para representar a não linearidade física do material.

O CRISP possui uma vasta biblioteca de elementos, sendo utilizados nesse trabalho os elementos quadrilátero e triangular para o solo e o elemento linear para o reforço. A partir da biblioteca do software, é possível a implementação de análises de vários modelos de solos, como elástico linear isotrópico ou anisotrópico, elástico linear com módulo de elasticidade variando linearmente com a profundidade, elasto-plástico perfeito, dentre outros.

Os arquivos de entrada utilizados para rodar no programa são o *.gpr (onde contém a geometria da estrutura), o *.mpd (que contém sequência construtiva, carregamentos, dados dos materiais, restrições de deslocamento, dentre outras informações), o *.mpc (contém os dados referentes às etapas construtivas da estrutura), o *.top (composto por dados como pressão atmosférica, dentre outros) e o *.cld (contendo os pontos de integração e dados que se deseja extrair).

Em sua pesquisa, Loiola (2001) se deparou com problemas ao simular estruturas de solo reforçado com faces de rigidez muito elevada com o programa CRISP92-SC. Devido à diferença na ordem de grandeza das rigidezes dos materiais envolvidos, ocorreram erros de convergência das análises numéricas. Para solucionar esse problema, o código do programa principal foi mudado para dupla precisão. Essa alteração do programa para dupla precisão significa de forma simplificada que os números reais assumidos pelas variáveis e constantes do problema passaram a ser processados e armazenados na memória com mais algarismos significativos do que na versão do programa com simples precisão. O programa CRISP92-SC na versão de dupla precisão teve seus erros numéricos das análises de ECSR com face rígida reduzidos a valores aceitáveis.

Os elementos disponíveis no CRISP92-SC para compor malhas bidimensionais (2D) e suas respectivas propriedades são apresentados na tabela 2.

Tabela 2 - Elementos do software CRISP e respectivas propriedades.

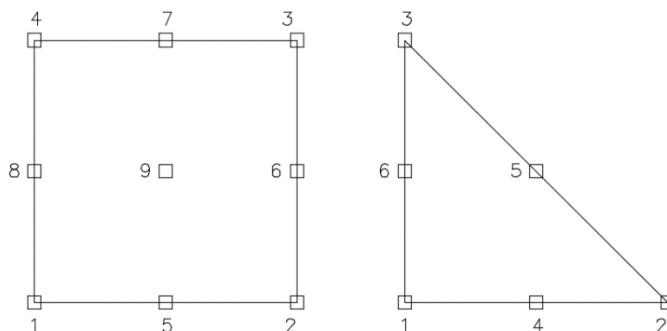
Tipo	Nome	Deslocamento	Deformação específica	Excesso de Poropressão
1	Barra de deformação linear	Quadrático	Linear	Indisponível
2	Triângulo de deformação linear (LST)	Quadrático	Linear	Indisponível
3	LST com variação linear de excesso de poropressão	Quadrático	Linear	Linear
4	Quadrilátero de deformação linear (LSQ)	Quadrático	Linear	Indisponível
5	LSQ com variação linear de excesso de poropressão	Quadrático	Linear	Linear
6	Triângulo de deformação cúbica (CUST)	4° grau	Cúbica	Indisponível
7	CUST com variação cúbica do excesso de poropressão	4° grau	Cúbica	Cúbico
8	Elemento de viga de deformação linear	Quadrático	Linear	Indisponível
9	Elemento de interface de deformação linear	Quadrático	Linear	Indisponível

Fonte: Almeida (2014).

3.3 GEOMETRIA DO ELEMENTO DISCRETIZADOR

Como mostrado na Tabela 2, o software dispõe de diferentes tipos de elementos quanto a sua forma geométrica. Para o presente trabalho, na face e na região reforçada, foi utilizado o elemento discretizador do tipo 2 (triangular), que possui 6 pontos de integração. Para comparação, o elemento discretizador do tipo 4 (quadrangular) possui 9 pontos de integração. Os pontos de integração de um elemento são aqueles por meio do qual são fornecidos os dados dos esforços internos da estrutura. Quanto mais pontos de integração, portanto, maior será o número de dados acerca da ECSR a ser fornecido. A comparação entre os dois tipos de elementos está na figura abaixo.

Figura 6 - Pontos de integração do elemento discretizado.

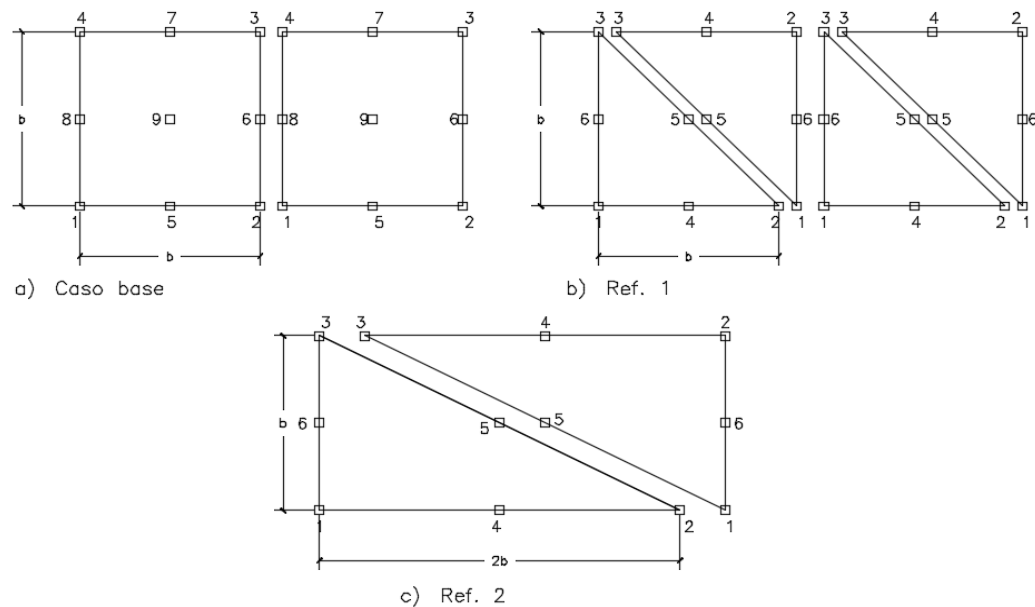


Fonte: Autores.

Dois casos comparativos foram criados para a análise e comparação dos resultados. No primeiro caso, denominado Ref. 1 (refinamento 1), cada elemento quadrilátero na região reforçada foi dividido em dois elementos triangulares. Dessa forma, houve um aumento no número de pontos de integração. Para o exemplo da figura mostrada abaixo, dois elementos quadriláteros são divididos em 4 elementos triangulares. Dessa forma, para uma mesma área, ocorre o aumento no número de pontos de integração de 18 para 24. No segundo caso, denominado Ref. 2 (refinamento 2), o elemento triangular manteve a altura “b”, mas largura “2b”, havendo uma redução no

número total de pontos de integração (de 18 para 12 pontos de integração para uma mesma área).

Figura 7 - Geometria do elemento discretizador do caso base (ALMEIDA, 2014), ref. 1 (refinamento 1) e do ref. 2 (refinamento 2).



Fonte: Autores.

3.4 MODELAGEM COMPUTACIONAL

Serão apresentadas a seguir, as características de geometria das estruturas, propriedades dos materiais envolvidos e o processo construtivo modelado. As propriedades geométricas, mecânicas e de resistência dos materiais e os processos diretamente relacionados com o equilíbrio da massa logo após o término da construção da estrutura serão detalhados a seguir.

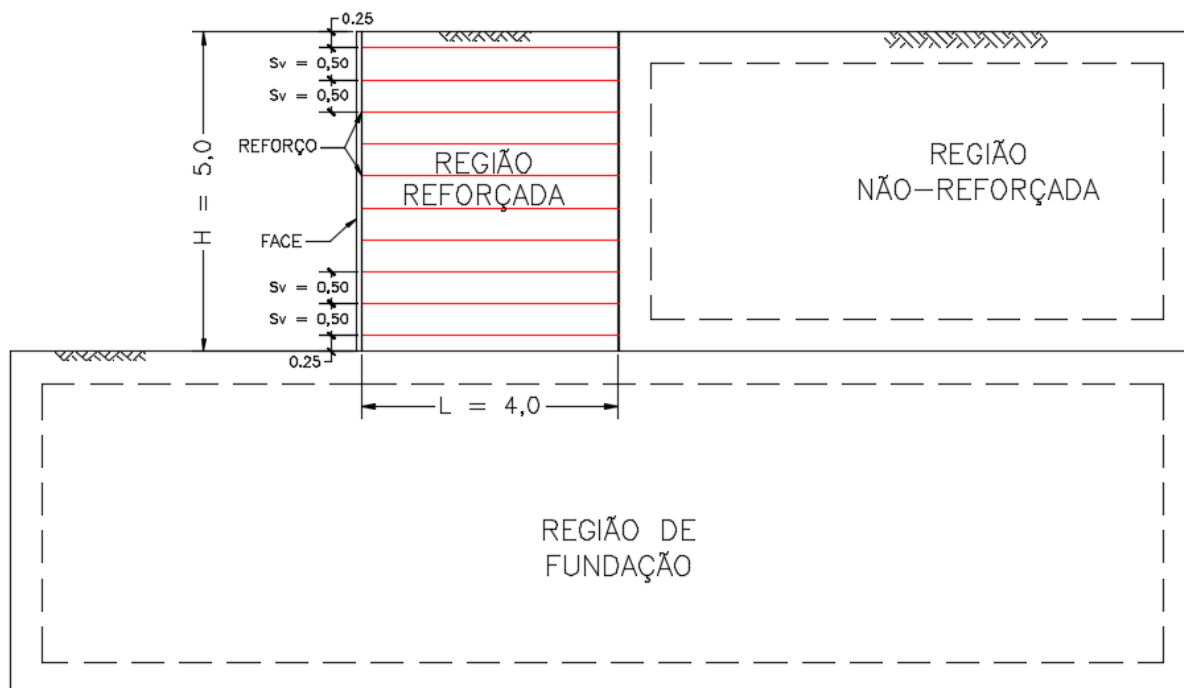
3.4.1 Apresentação do caso base (ALMEIDA, 2014)

O caso base utilizado para comparação futura de resultados foi obtido através da pesquisa de dissertação de mestrado de Almeida (2014). Na pesquisa da autora, na malha de elementos finitos é utilizado o elemento discretizador do tipo quadrilátero (com 9 pontos de integração). Para os dois casos de refinamento propostos nesse trabalho, as propriedades da estrutura e parâmetros utilizados na modelagem foram mantidas do caso base, sendo variado apenas a geometria do elemento discretizador na face e região de reforço. A seguir serão apresentados os detalhes das estruturas modeladas.

3.4.2 Estruturas modeladas

Uma estrutura hipotética de solo reforçado com inclinação de 90° e altura de 5m foi utilizada como caso-base nos estudos numéricos. O maciço foi discretizado em região reforçada, região não-reforçada, região de fundação e de face, tendo a região reforçada englobado o solo do aterro e os reforços. As características da estrutura modelada são apresentadas na figura 8. O elemento discretizador empregado na região reforçada é o quadrilátero.

Figura 8 – Estruturas modeladas.



* Cotas em metros

Fonte: Autores.

Em todos os modelos utilizou-se uma relação fixa entre o comprimento dos reforços (L) e a altura da estrutura (H), $L/H=0,8$. Foram utilizados dez níveis de reforços, resultando na relação entre o espaçamento vertical dos reforços (S_v) e a altura da estrutura em $S_v/H=0,1$. Os modelos analisados numericamente se diferenciam quanto à geometria do elemento discretizador, sendo os detalhes apresentados mais à frente.

3.4.3 Modelagem e propriedades do solo e do reforço

Nas simulações feitas de ECSR do caso base retirado de Almeida (2014), os elementos de solo foram modelados no CRISP92-SC com elementos quadriláteros isoparamétricos (tipo 4 da Tabela 2). Foram considerados dois tipos de solo, um empregado apenas na região de fundação e outro nas regiões reforçada e não reforçada. O modelo constitutivo do solo é baseado na formulação hiperbólica de Duncan et al. (1980), implementado no programa CRISP92-SC por Iturri (1996), tendo

os parâmetros apresentados na tabela 3 a seguir. Os parâmetros geotécnicos utilizados baseiam-se nos trabalhos de Dantas (2004), Loiola (2001) e Dantas (1998) e representam solos arenosos. O solo de fundação consiste em uma areia fina a média, medianamente compacta, com pedregulhos e classifica-se como areia mal graduada a bem graduada (SP-SW).

Tabela 3 – Parâmetros dos solos adotados nas simulações numéricas.

Parâmetro	Região	
	Fundação	Reforçada e não reforçada
k	600	480
n	0,25	0,50
K_B	450	100
m	0	0,5
R_f	0,7	0,8
K_{ur}	900	720
Φ	36	35
$\Delta\Phi$	1	0
C (kPa)	0	0
Y (Kn/M ³)	20,4	19,6

Fonte: Almeida (2014).

Sendo:

k: módulo tangente inicial da curva de tensão x deformação do modelo hiperbólico;

n: módulo expoente da curva de tensão x deformação do modelo hiperbólico;

K_B , m: constantes do módulo volumétrico;

R_f : relação de ruptura;

K_{ur} : constante do módulo de descarregamento e recarregamento;

Φ : ângulo de atrito interno efetivo do solo;

$\Delta\Phi$: taxa de redução de Φ ;

c : intercepto de coesão do critério de resistência de Mohr-Coulomb;

γ : peso específico do solo.

O reforço foi modelado com elementos de barra de deformação linear (tipo 1 da tabela 2), que são capazes de transmitir esforço axial, com coeficiente de Poisson nulo e rigidez axial variando de acordo com o tipo de reforço. O tipo de reforço avaliado nos estudos numéricos está na tabela 4, sendo o S_i o índice de rigidez relativa solo-reforço, o E_r é o módulo de Young do reforço e A_r é sua área transversal. A expressão $E_r A_r$ representa a rigidez à tração do reforço.

Tabela 4 – Propriedades do reforço.

Reforço		$E_r A_r$ (kN/m)
Tipo	S_i	
Geogrelha	0,1	2431,80

Fonte: Almeida (2014).

Para que fosse imposta a condição de tração nula na extremidade do reforço oposta à face e representar adequadamente a distribuição de tensões ao longo do reforço, foi utilizado um elemento de barra com rigidez muito baixa, bem inferior à do solo, $S_i=10^{-7}$, de pequeno comprimento $L_e= 0,025m$.

3.4.4 Modelagem e propriedades da face

Na modelagem da face, Almeida (2014) empregou elementos de barra, de viga e quadriláteros. Para comparação, foi escolhida a face de elementos quadriláteros (tipo

4 da tabela 2). A face constitui-se de materiais homogêneos e isotrópicos, com comportamento tensão x deformação elástico-linear.

Na tabela 5 são apresentadas as propriedades da face modelada com elemento quadrilátero e a designação da classe da estrutura à qual a face pertence.

Tabela 5 – Propriedades da face de elemento quadrilátero.

Elemento	t (m)	γ_F (kN/m ³)	ν	E (kPa)	G (kPa)	Identificação	
						Sigla	Conceito
Quadrilátero	0,1	23,2	0,3	$2,1 \times 10^4$	$8,07 \times 10^3$	F4	Padrão

Fonte: Almeida (2014).

Sendo:

t: espessura;

γ_F : peso específico;

E: módulo de Young;

G: módulo cisalhante.

3.4.5 Modelagem do processo construtivo

Nas análises computacionais das estruturas de solo reforçado do trabalho de Almeida (2014) foi considerado o processo construtivo incremental. Esse processo consiste no simples lançamento dos elementos da região reforçada e daqueles da região não reforçada na malha em etapas sucessivas até ser atingida a geometria final da estrutura. Cada ciclo da construção foi detalhado com um bloco incremental no programa de elementos finitos CRISP92-SC, englobando a execução de uma camada de solo reforçado e de uma camada de aterro do terrapleno da estrutura na região não reforçada, ambas no mesmo patamar e com espessura igual ao espaçamento vertical entre reforços (S_v), e do trecho de face correspondente. Em cada bloco incremental,

o programa processou o lançamento simultâneo dos elementos de face, de reforço e de solo das regiões reforçada e não-reforçada, pertencentes à camada em questão. Porém, na prática de engenharia, a execução de uma camada reforçada abrange as etapas de:

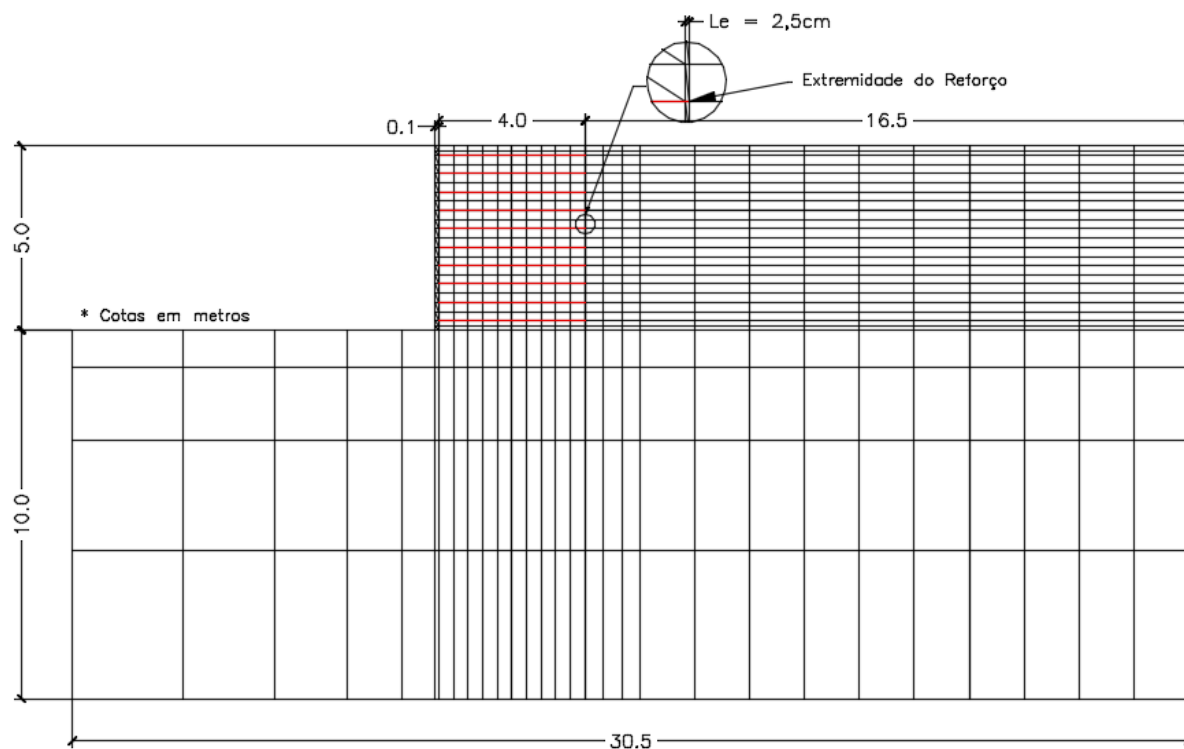
- Instalação dos elementos de face da camada considerada;
- Lançamento e compactação da camada de aterro até o nível do reforço, com espessura final igual à metade de S_v ;
- Instalação do reforço;
- Lançamento e compactação de mais uma camada de solo com espessura acabada igual a meio S_v .

No trabalho de Almeida (2014), a simulação numérica de uma ECSR totalizou dez blocos incrementais, cada qual com 50 incrementos de carga, resultando em 500 incrementos por análise. A quantidade adotada de incrementos por bloco está em conformidade com os trabalhos de Dantas (2004) e de Loiola (2001) para simulação de ECSR construída sem compactação e foi repetida nos outros dois casos das estruturas modeladas.

3.4.6 Malhas de elementos finitos

A malha de elementos finitos da pesquisa de Almeida (2014) foi discretizada basicamente em elementos de face, elementos de reforço e dois tipos de elementos de solo. Assim como nos trabalhos de Dantas (2004) e Loiola (2001), Almeida (2014) não utilizou elementos de interface na malha. Sob condições de trabalho, admite-se os deslocamentos e o estado de tensões da massa serem compatíveis com a hipótese de aderência perfeita entre os diferentes elementos. Dentre as malhas utilizadas por Almeida (2014) em sua pesquisa, a escolhida como caso base a ser comparada foi a representada na figura 9.

Figura 9 – Malha de ECSR com face de 10 cm de espessura com elementos quadriláteros.

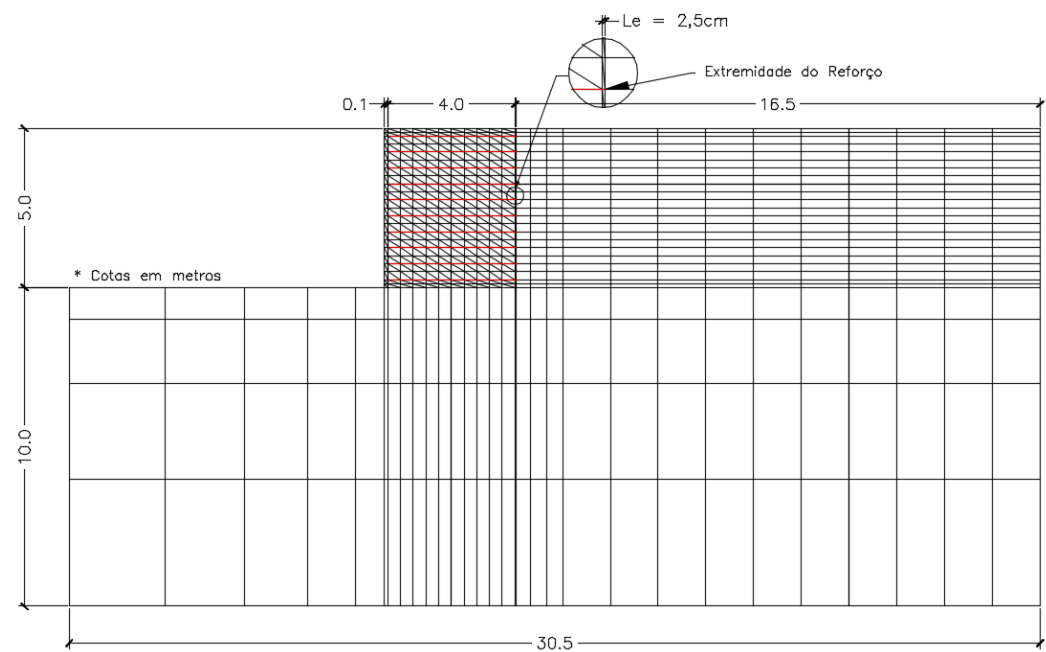


Fonte: Autores.

Como condição de contorno das análises numéricas feitas por Almeida (2014), o limite inferior da malha apresentou impedimento de deslocamento em ambas as direções e as extremidades laterais das malhas apresentaram restrição quanto ao deslocamento horizontal.

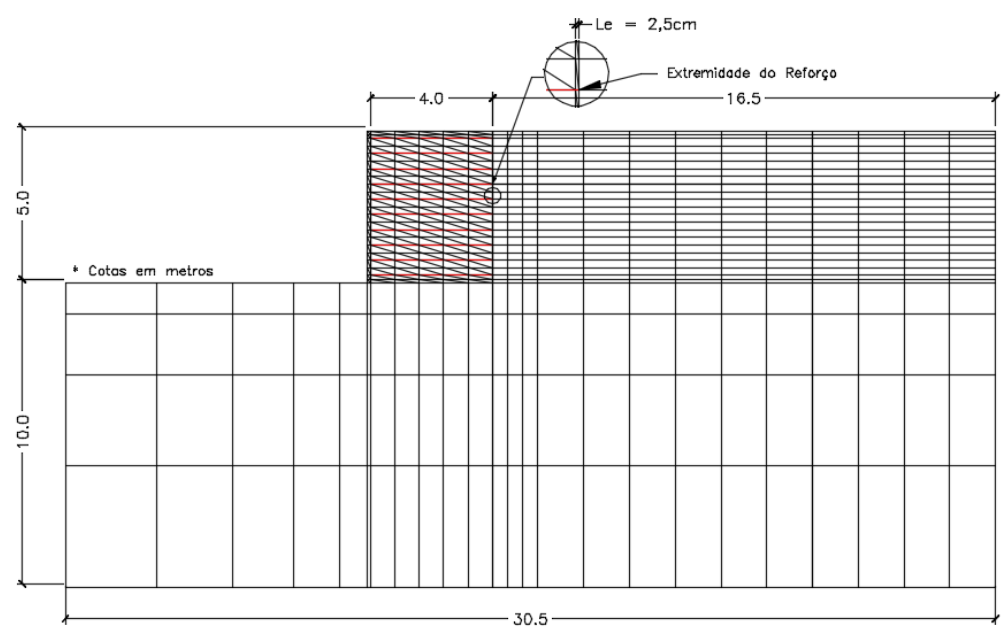
Assim como a malha de elementos finitos da pesquisa de Almeida (2014), as malhas propostas para comparação foram discretizadas em elementos de face, elementos de reforço e dois tipos de elementos de solo, se diferenciando pela utilização de elementos triangulares para os elementos de face e da região reforçada. Em função das duas geometrias criadas como objeto desta pesquisa, foram utilizadas duas diferentes malhas nos estudos numéricos, ilustradas nas figuras 10 e 11.

Figura 10 - Malha de ECSR com elementos triangulares de refinamento 1.



Fonte: Autores.

Figura 11 - Malha de ECSR com elementos triangulares de refinamento 2.



Fonte: Autores.

Na tabela 6 a seguir, está o resumo das características principais da malha de elementos finitos do caso base e dos outros dois casos das estruturas modeladas (Ref. 1 e Ref. 2) e na tabela 7 é feita uma comparação do número total de pontos de integração da estrutura da zona reforçada.

Tabela 6 - Resumo das características principais das malhas de elementos finitos.

Malha	Nós	Elementos					
		Face		Reforço	Solo Reforçado		Aterro Não Reforçado
	Qtde.	Tipo	Qtde.	Qtde.	Tipo	Qtde.	Qtde.
Caso Base	727	Quadrilátero	22	110	Quadrilátero	242	286
Ref. 1	727	Triangular	44	110	Triangular	484	286
Ref. 2	592	Triangular	44	60	Triangular	264	286

Fonte: Autores.

Tabela 7 - Número de pontos de integração da zona reforçada de cada caso.

Malha	Pontos de Integração da Zona Reforçada
Caso Base	2178
Ref. 1	2904
Ref. 2	1584

Fonte: Autores.

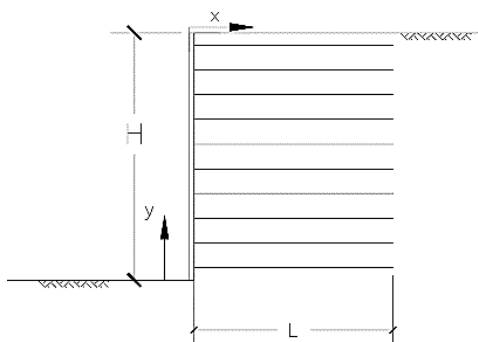
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

O presente capítulo apresenta os resultados das análises paramétricas das estruturas de solo reforçado modeladas com a versão de dupla precisão do programa CRISP92-SC. Os modelos de ECSR estudados são comparados por meios dos dados de tração no reforço, deformação da estrutura e tensões verticais e horizontais do solo de aterro, avaliando a influência provocada pela alteração da geometria do elemento discretizador da malha.

Os erros de equilíbrio das análises realizadas se mostraram quase insignificantes segundo dados do programa. Isso nos fornece confiabilidade nos resultados e ratifica que a modelagem numérica e o número de incrementos utilizados foram adequados.

Na Figura 12 está esquematizada a ECSR com os seus eixos coordenados, segundo os quais os resultados estão organizados, sendo: H - altura da estrutura, L - largura do reforço, x - distancia horizontal a partir da face interna, y - distância vertical a partir da base.

Figura 12 - Esquema da ECSR.

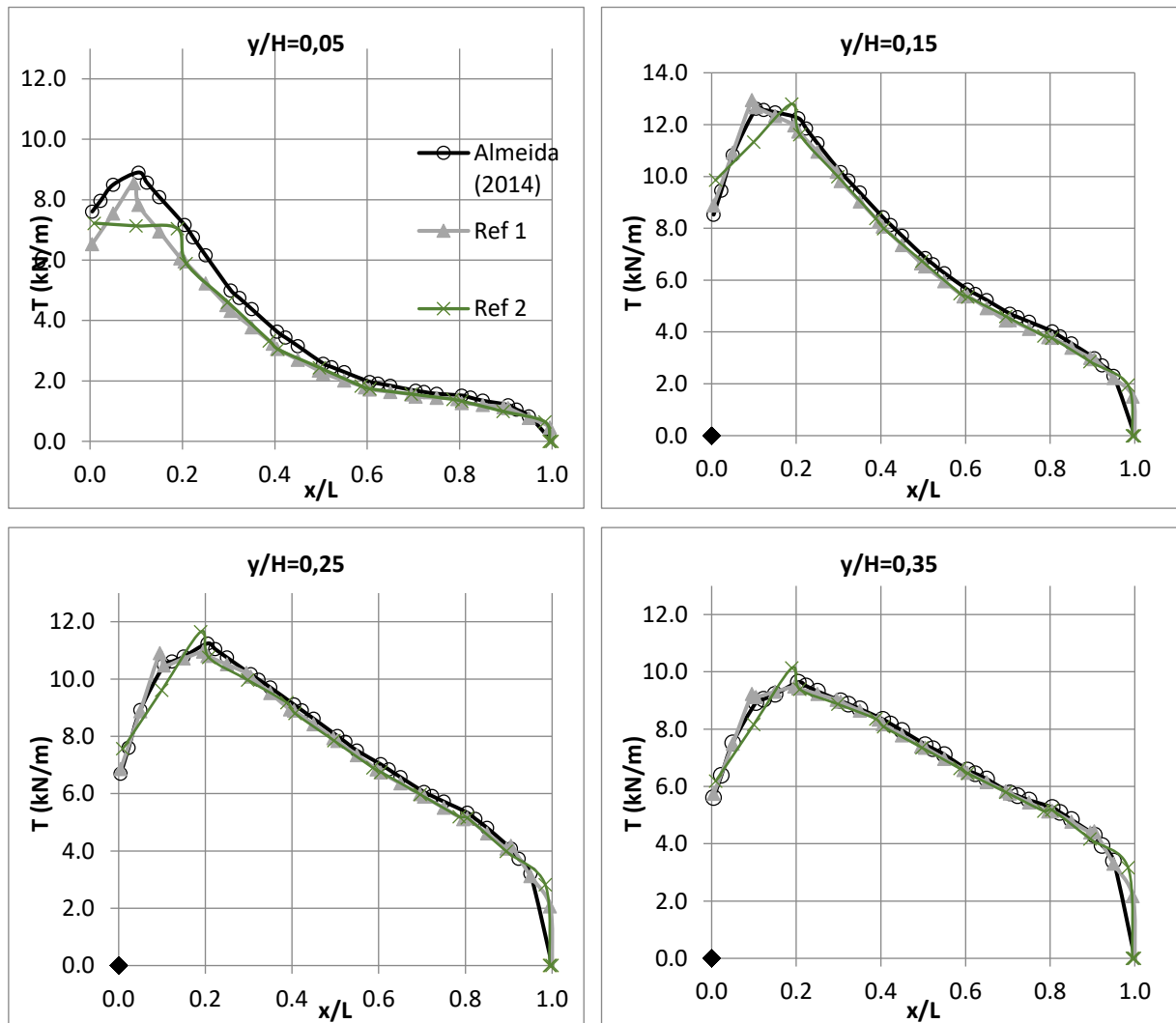


Fonte: Autores.

4.1 TRAÇÃO NO REFORÇO

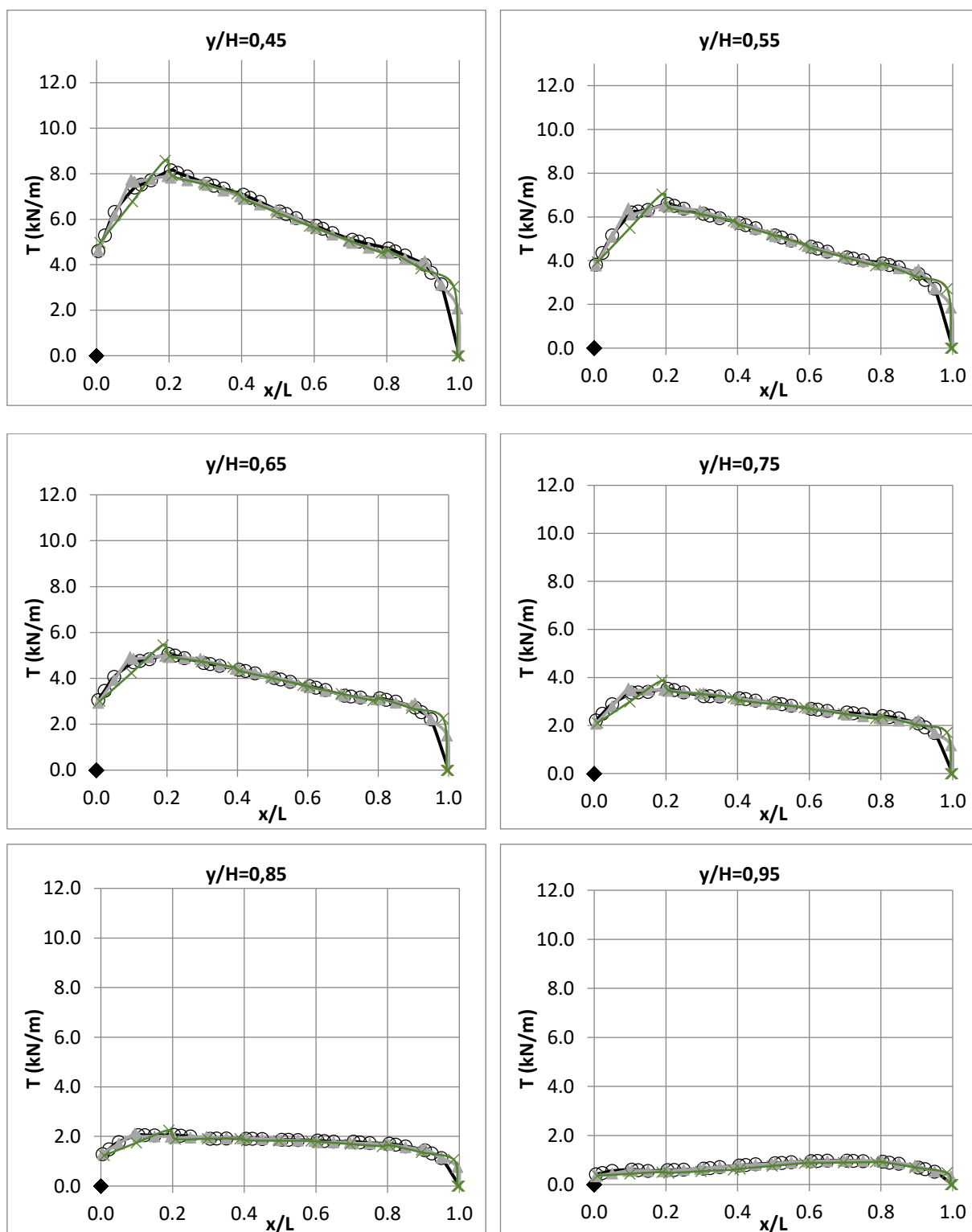
Os graficos de distribuição de tracao (T) ao longo dos reforços das ECSR dos três casos estudados estão nas Figura 13 e 14.

Figura 13 - Tração atuante nos reforços das ECSR para cada nível.



Fonte: Autores.

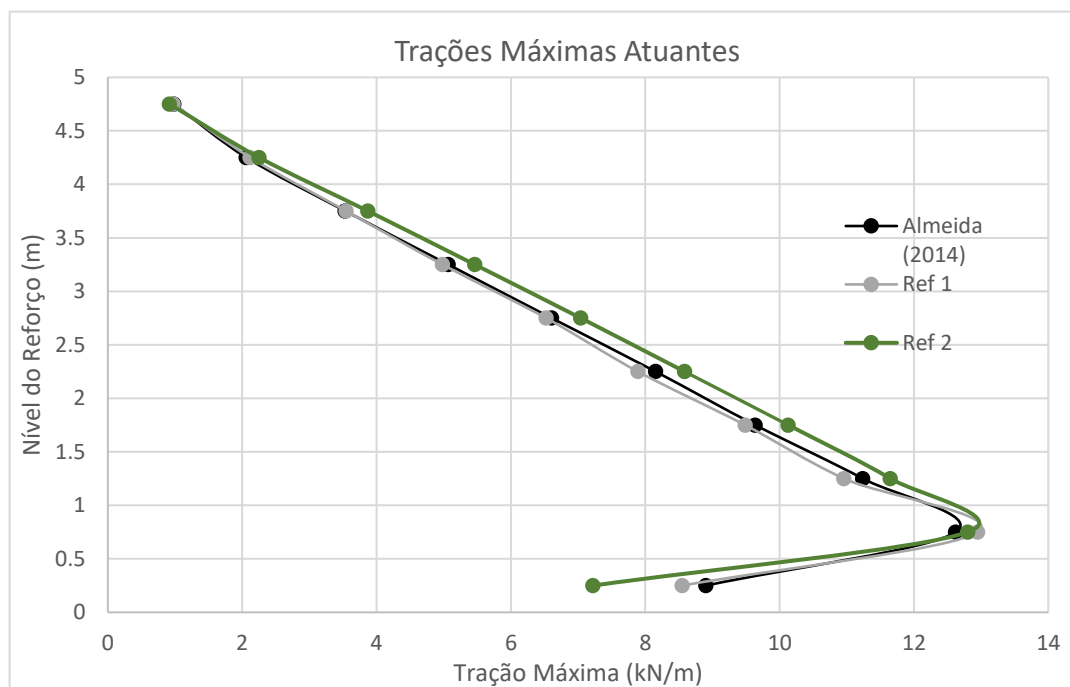
Figura 14 - Tração atuante nos reforços das ECSR para cada nível.



Fonte: Autores.

Observa-se que, de modo geral, o caso Almeida (2014) e o caso Ref. 1 apresentam um comportamento bastante similar ao longo da extensão de cada nível de reforço, com valores mais elevados para o caso Almeida (2014), especialmente nos três níveis inferiores da estrutura ($y/H=0,25$, $y/H=0,15$ e $y/H=0,05$) onde ocorrem as maiores solicitações de tração. O caso Ref. 2 se destaca por possuir um valor de pico para tração máxima ($T_{\text{máx}}$), embora trazendo esforços sempre menores ao longo do reforço nos diferentes níveis quando comparado aos outros casos, dando sinais, portanto, de falta de refinamento. Esse comportamento pode ser ilustrado na figura 15.

Figura 15 - Trações máximas atuantes em cada nível de reforço.

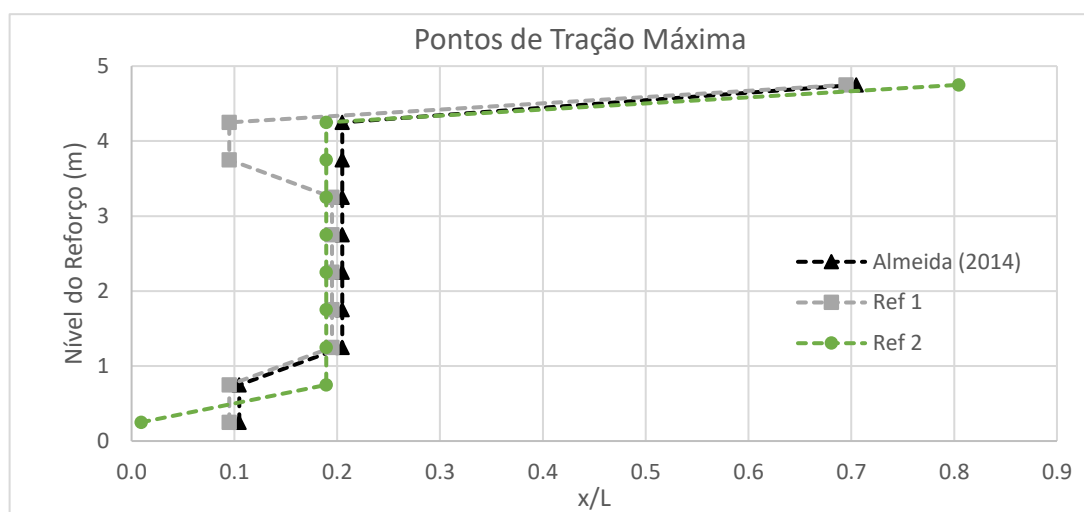


Fonte: Autores.

Ao analisarmos as máximas trações atuantes ($T_{\text{máx}}$) em cada nível de reforço, percebe-se uma similaridade entre o caso base e Ref. 1 e valores superiores para o caso Ref. 2. Conclui-se também que a $T_{\text{máx}}$ ocorre na segunda camada de reforço, independentemente do caso estudado.

Ainda em relação às trações máximas, a figura abaixo mostra que na maior parte da estrutura, elas ocorrem na posição $x/L = 0,2$, o que seria em torno de 80 cm da face. A posição dos pontos onde atuam as trações máximas usualmente coincide com a posição da superfície potencial de ruptura de uma ECSR. Para o caso de taludes verticais, como o apresentado, a superfície potencial de ruptura tende a ser uma linha reta situado próxima a face da estrutura.

Figura 16 - Pontos onde atuam tração máxima na ECSR.



Fonte: Autores.

Analisando numericamente, percebe-se que a variação média dos resultados levando-se em conta valores absolutos representou um aumento de apenas 2% entre o caso Base e o caso Ref. 1, chegando a 7% em relação ao caso Ref. 2, que conforme dito anteriormente, destacou-se por apresentar valores superiores de tração máxima. A tabela 8 apresenta essa variação média de resultados para cada nível de reforço.

Tabela 8 - Variação percentual dos valores de tração máxima obtidos.

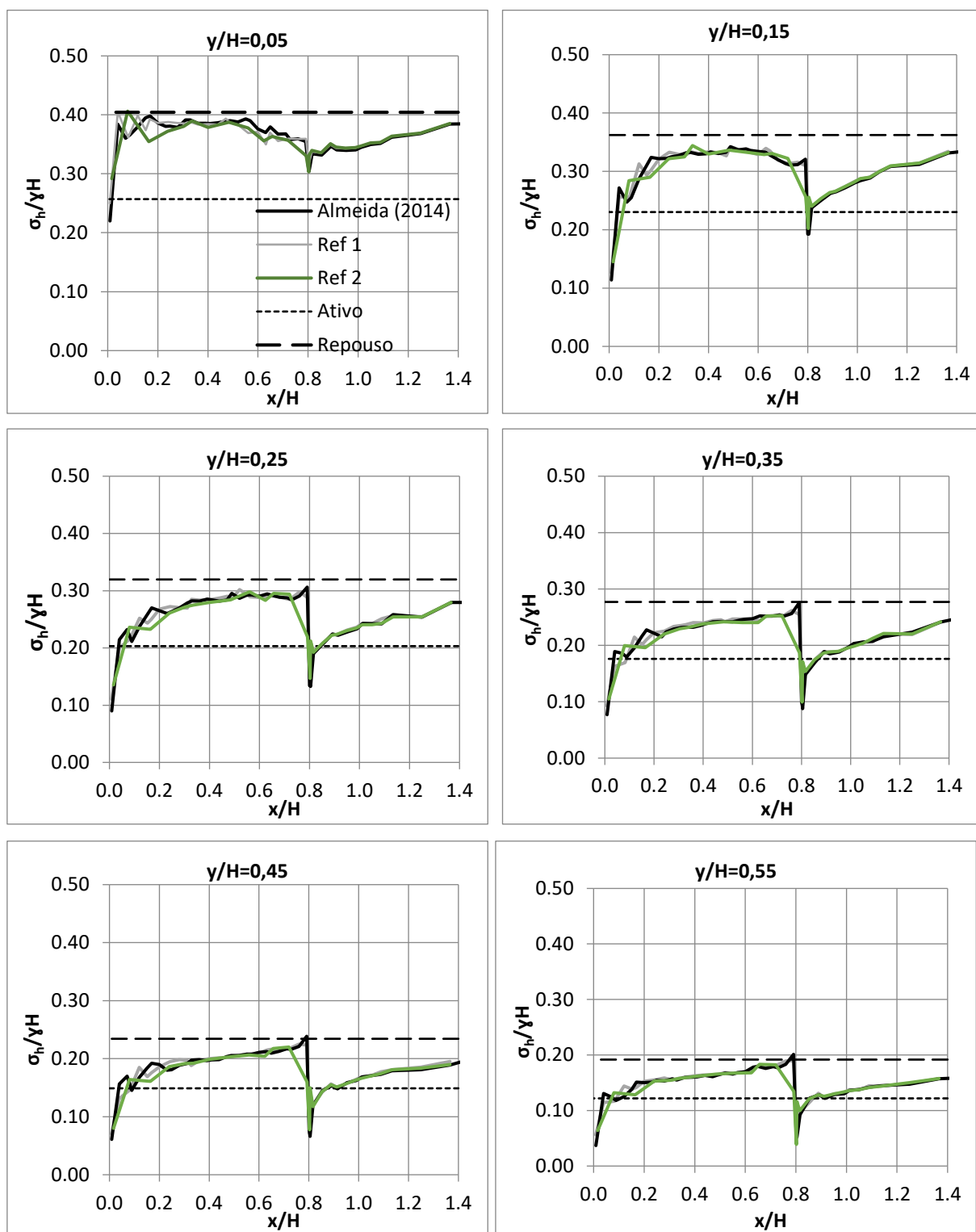
y/H	Caso Almeida (2014)	Ref. 1			Ref. 2		
	T _{máx} (kN/m)	T _{máx} (kN/m)	Δ%	Δ%	T _{máx} (kN/m)	Δ%	Δ%
0.25	8.902	8.552	-3.9%	3.9%	7.223	-18.9%	18.9%
0.75	12.620	12.950	2.6%	2.6%	12.800	1.4%	1.4%
1.25	11.240	10.960	-2.5%	2.5%	11.650	3.6%	3.6%
1.75	9.639	9.488	-1.6%	1.6%	10.130	5.1%	5.1%
2.25	8.155	7.892	-3.2%	3.2%	8.586	5.3%	5.3%
2.75	6.607	6.525	-1.2%	1.2%	7.040	6.6%	6.6%
3.25	5.069	4.982	-1.7%	1.7%	5.463	7.8%	7.8%
3.75	3.536	3.548	0.3%	0.3%	3.873	9.5%	9.5%
4.25	2.063	2.120	2.8%	2.8%	2.253	9.2%	9.2%
4.75	0.982	0.976	-0.6%	0.6%	0.919	-6.5%	6.5%
		Média	-0.9%	2.1%	Média	2.3%	7.4%

Fonte: Autores.

4.2 TENSÃO HORIZONTAL

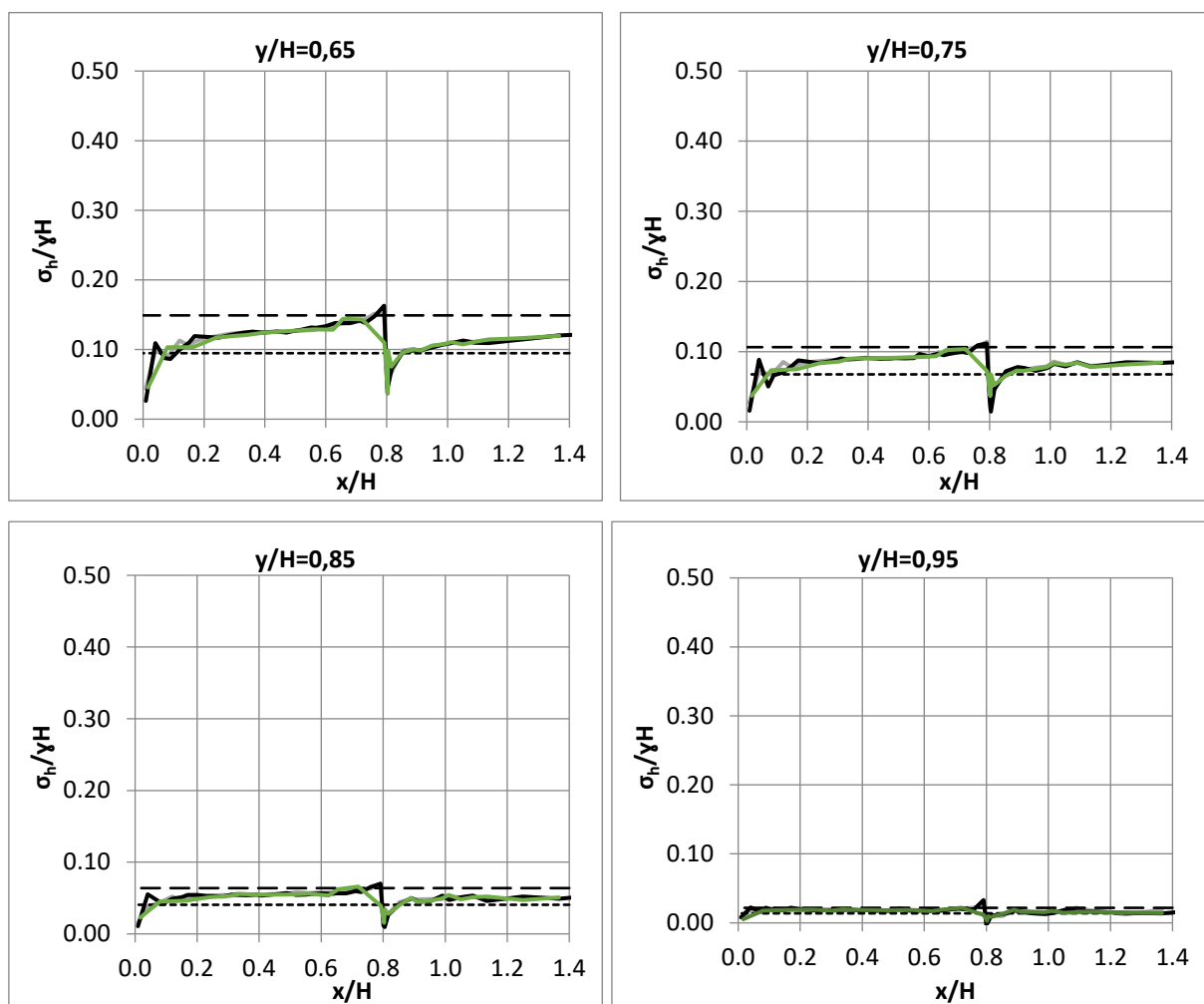
Os gráficos a seguir trazem a análise e combinação dos resultados de tensão horizontal no solo para cada nível de reforço, englobando tanto o reforço como a zona de fronteira (sem reforço). Junto com os resultados de tensão horizontal, foram plotadas retas representando os estados em repouso (K_0) e o caso ativo de Rankine ($K_a = \tan^2(45 - \Phi/2)$).

Figura 17 - Tensão horizontal atuante nos reforços das ECSR para cada nível.



Fonte: Autores

Figura 18 - Tensão horizontal atuante nos reforços das ECSR para cada nível.



Fonte: Autores

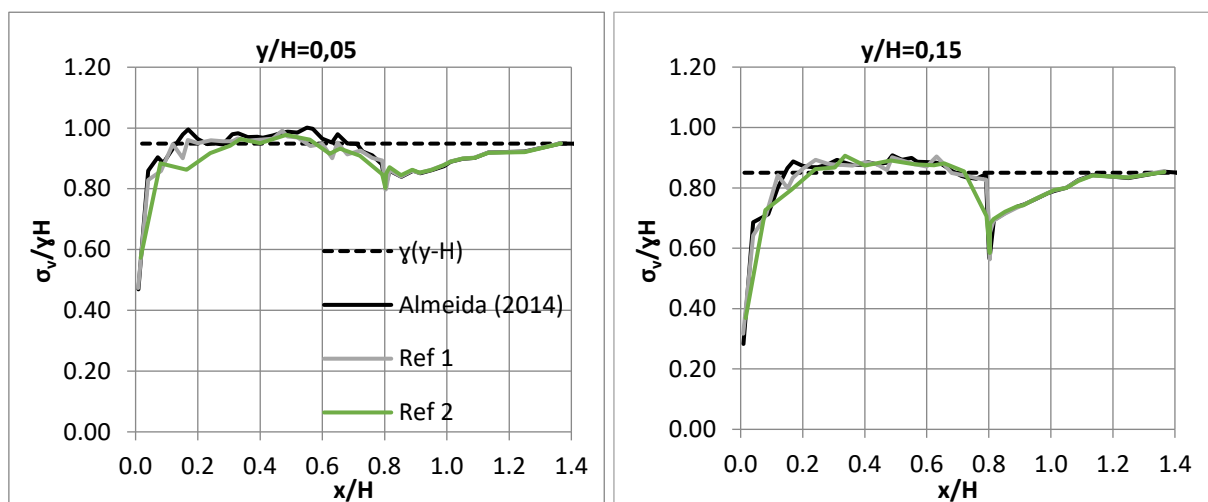
Nas Figuras 17 e 18, que dizem respeito às tensões horizontais, observa-se um comportamento bastante parecido em todos os casos. Próximo à face da ECSR ocorre um relaxamento das tensões horizontais no solo, sendo inferior ao caso de empuxo ativo, e na zona de fronteira entre a zona reforçada e não-reforçada, nota-se descontinuidade nos valores das tensões, sendo muito menor a tensão no solo não-reforçado. Esse comportamento é esperado, uma vez que a zona não-reforçada tende a apresentar maiores deformações, além da ocorrência de transferência de tensões por atrito na fronteira entre as regiões reforçada e não reforçada.

À medida que se afastam da zona de reforço, os resultados são praticamente idênticos com exceção do reforço no nível $y/H = 0,95$. As tensões horizontais tendem ao empuxo no caso repouso.

4.3 TENSÃO VERTICAL

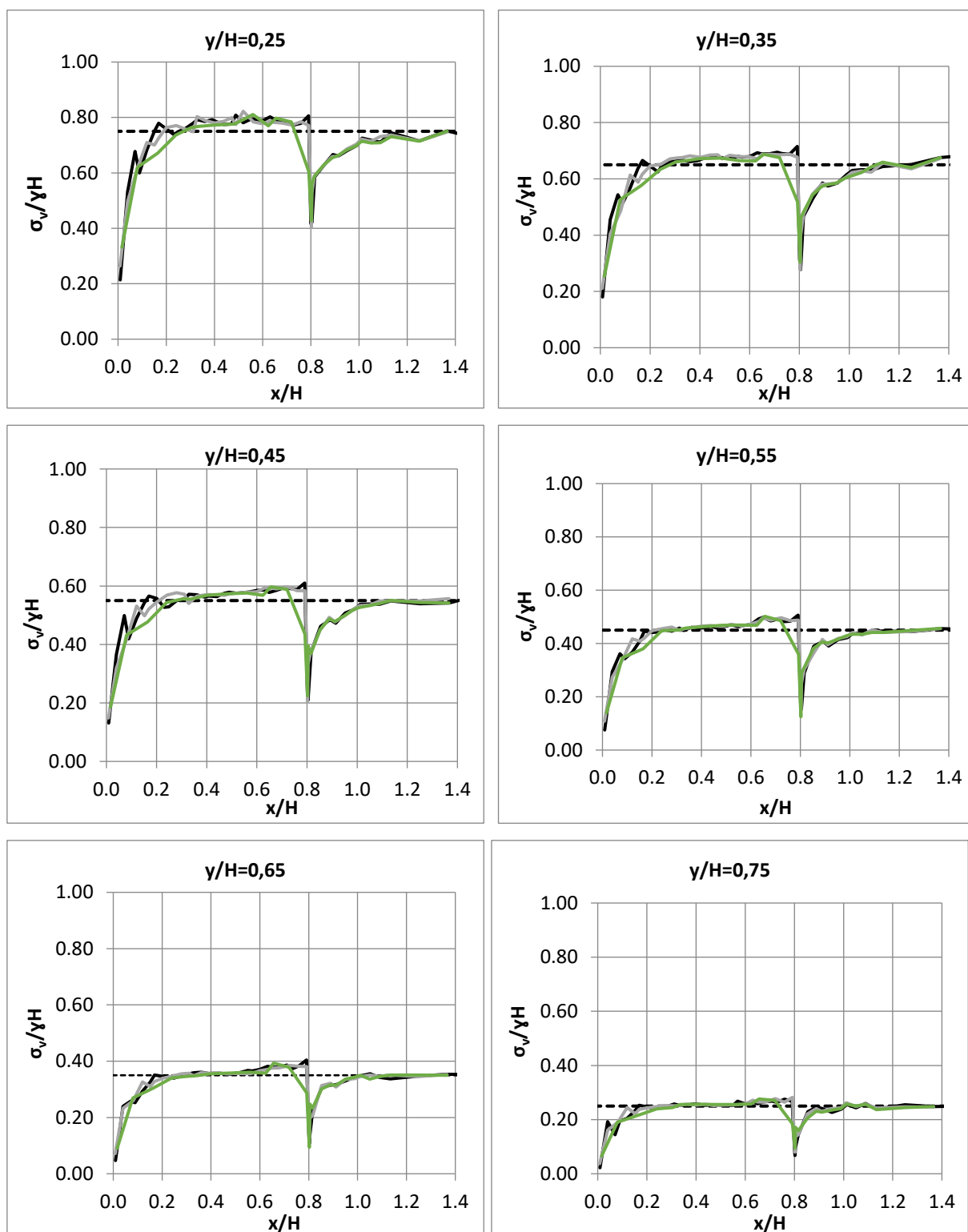
Apresentam-se a seguir os gráficos de tensão vertical dos três casos. Junto aos resultados de tensão vertical, foram plotadas retas representando a tensão geostática $[\gamma(H-y)]$, em que γ é o peso específico do solo, H é a altura do muro, y é a posição vertical em relação a base da estrutura.

Figura 19 - Tensão vertical atuante nos reforços das ECSR para cada nível.



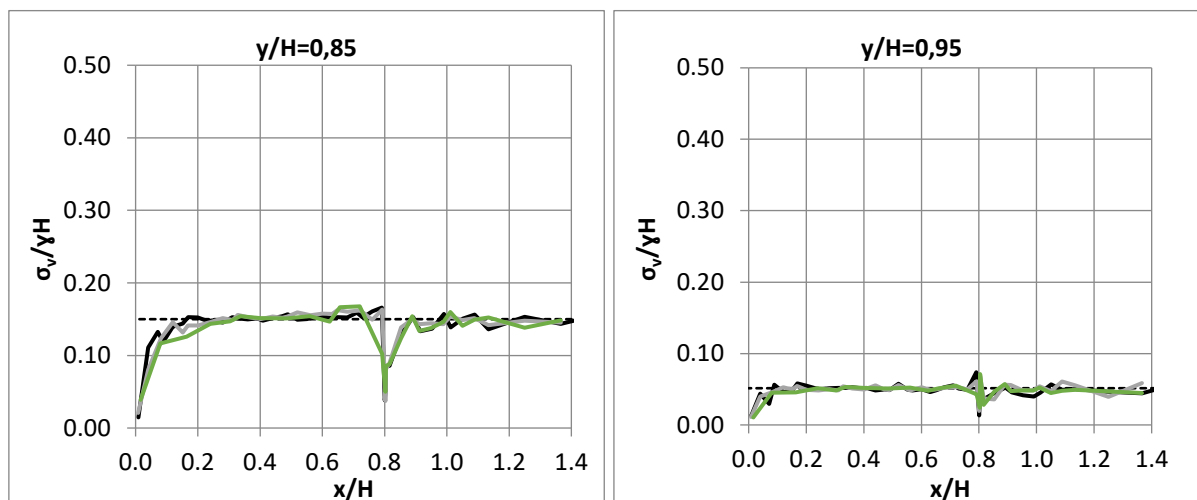
Fonte: Autores

Figura 20 - Tensão vertical atuante nos reforços das ECSR para cada nível.



Fonte: Autores

Figura 21 - Tensão vertical atuante nos reforços das ECSR para cada nível.



Fonte: Autores.

Assim como na análise da tensão horizontal, é observado relaxamento das tensões no solo próximo à face da ECSR e a tensão vertical cai a valores bem inferiores à pressão geostática. Na região reforçada, existe um predomínio de tensão vertical superior à geostática. Segundo Almeida (2014), isso é explicado uma vez que o maciço comporta-se similarmente a uma estrutura de gravidade e o empuxo de terra impõe elevação de tensões verticais pelo momento fletor no solo de enchimento.

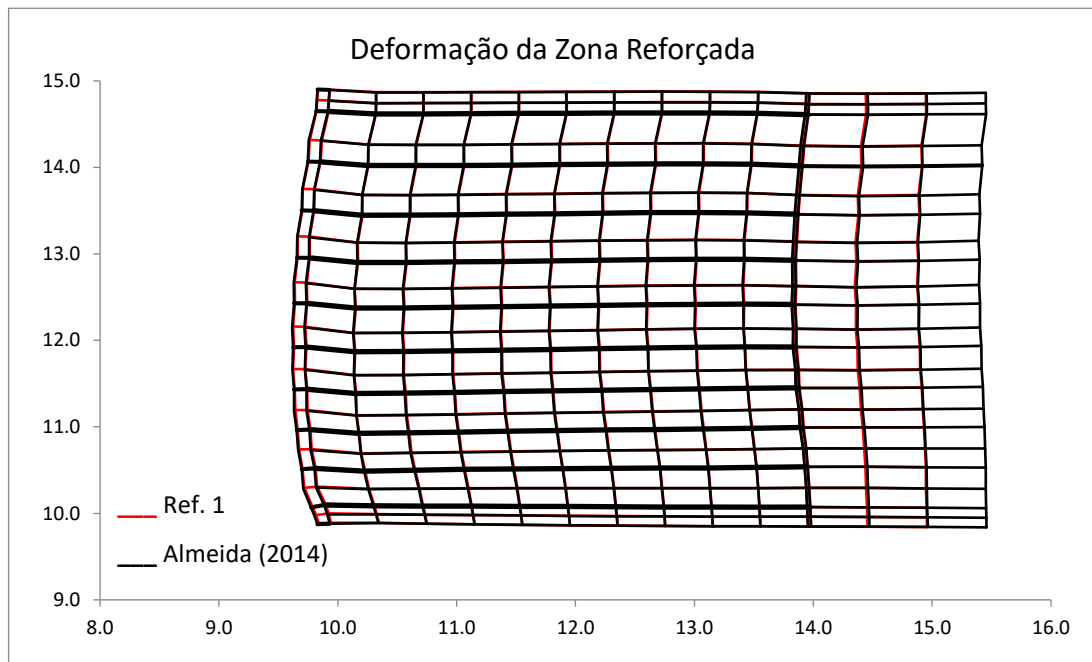
Na zona limite entre as regiões reforçada e não reforçada, novamente observa-se descontinuidade nos valores das tensões, mais uma vez explicado pela transferência de tensões por atrito entre as duas regiões. À medida que se afastam da zona reforçada, todos os casos tendem à pressão geostática.

4.4 DESLOCAMENTO

Nas Figuras 22, 23 e 24 são exibidas as deformadas das malhas dos três casos estudados. São sobrepostos o caso Almeida (2014) com a Ref 1, o caso Almeida (2014) e a Ref. 2, e a Ref. 1 com a Ref. 2. Para a análise, as deformações horizontais e verticais foram escaladas por fator 10, para efeito de observação do comportamento.

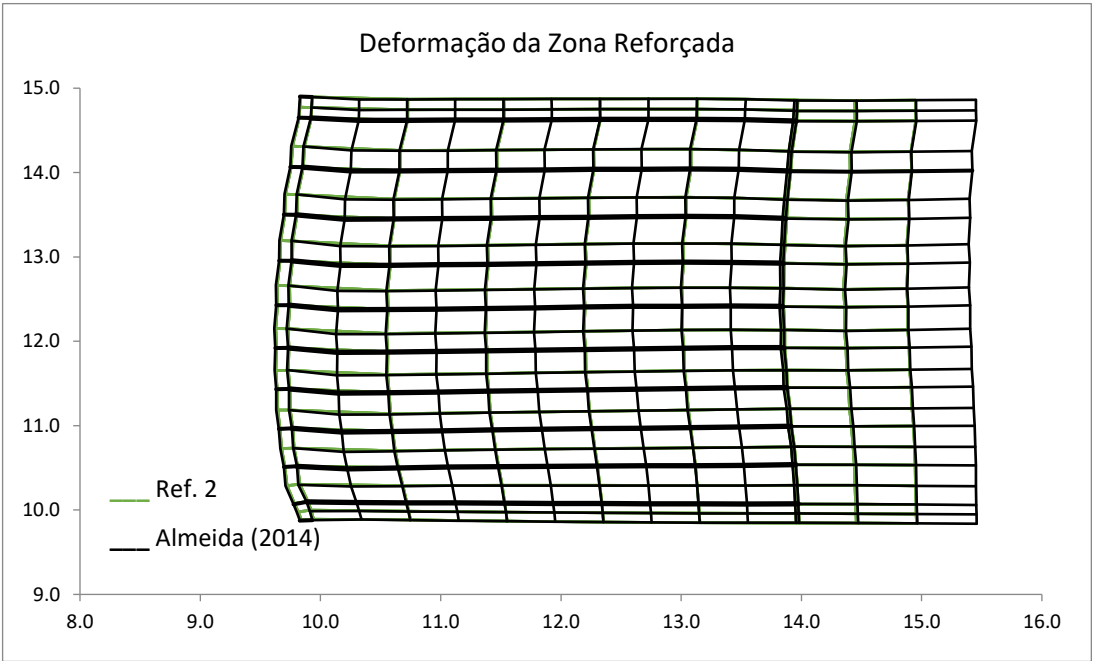
Observa-se que a magnitude dos deslocamentos é praticamente a mesma em todos os casos, não havendo discrepância entre os resultados.

Figura 22 - Deformada do caso Almeida (2014) sobreposta ao caso Ref. 1.



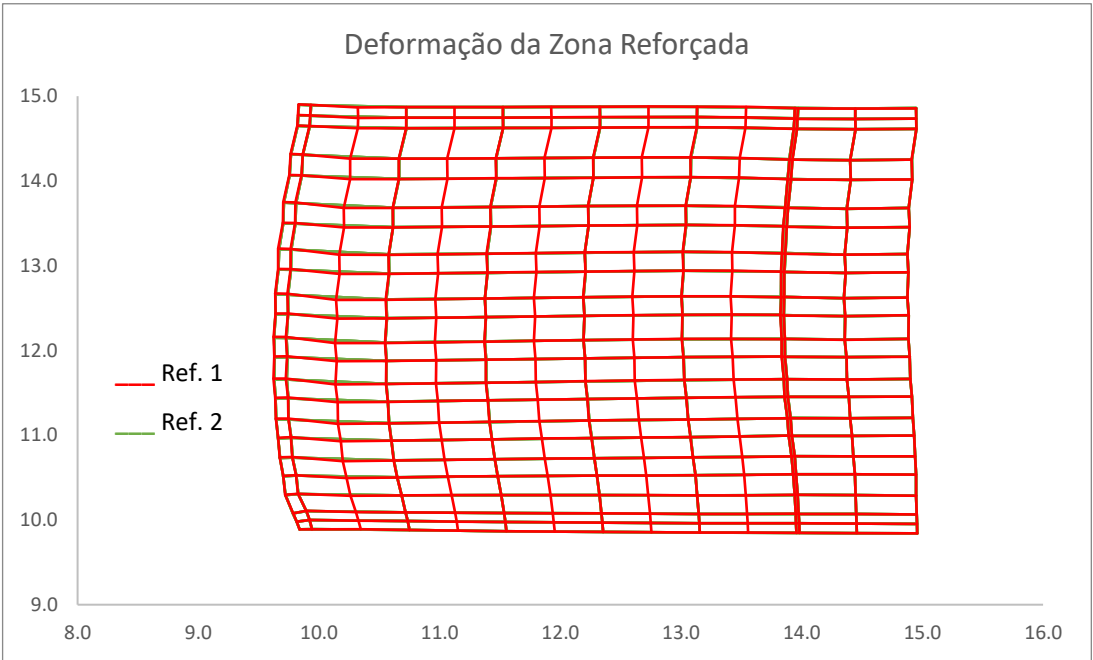
Fonte: Autores.

Figura 23 - Deformada do caso Almeida (2014) sobreposta ao caso Ref. 2.



Fonte: Autores.

Figura 24 - Deformada do caso Ref.1 sobreposta ao caso Ref. 2.



Fonte: Autores.

4.5 TEMPO DE PROCESSAMENTO

A partir de um número muito elevado de elementos e consequentemente, de pontos de integração, o software tende a requerer maior capacidade de memória e processamento por parte da máquina utilizada. Com o avanço da tecnologia, as máquinas atuais permitem essas análises num tempo deveras reduzido, o que não era possível quando o software foi criado.

Apresenta-se a seguir na tabela 9 um comparativo do tempo de processamento do Main Program do software CRISP92-SC nos três casos estudados para um computador com processador Intel i-7 e 16 GB de memória RAM.

Tabela 9 - Tempo de processamento para cada caso.

Malha	Tempo de Processamento (s)
Caso Almeida (2014)	49.4
Ref. 1	45.4
Ref. 2	29.8

Como esperado, o caso Ref. 2 que apresenta o menor número de pontos de integração dentre as análises foi o mais rápido. Numa situação que incluísse um número demasiadamente grande de elementos, esse tempo seria vantajoso desde que não se perdesse confiabilidade na análise. Uma economia no tempo de processamento representa uma óbvia vantagem na análise de uma ECSR.

Quando analisado o pré e pós processamento dos dados, que nesse estudo, na ausência de ferramentas do programa, requer toda a entrada e saída de dados através de arquivos de texto, conclui-se que a utilização de elementos quadriláteros é vantajosa. Embora apresente um tempo de processamento maior dentro do programa, o caso Almeida (2014) possui pelo menos metade de elementos do que o caso Ref.

1, proporcionando, dessa forma, uma agilidade maior nos processos de modelagem inicial e extração dos resultados.

5 CONCLUSÃO

O comportamento de estruturas de contenção de solo reforçado na modelagem numérica é influenciado por uma série de fatores, como geometria da malha e do elemento discretizador, tipos de reforços, propriedades do solo, do reforço e da face.

O objetivo deste trabalho foi comparar diferentes geometrias do elemento discretizador na face e na região reforçada e avaliar sua influência na modelagem numérica de uma ECSR. Foram utilizadas três malhas de elementos finitos: o caso base (ALMEIDA, 2014) que possui elemento discretizador quadrilátero; o caso Ref. 1 (refinamento 1) que possui uma malha discretizada em elementos triangulares com maior número de pontos de integração do que o caso base; e o caso Ref. 2 (refinamento 2) com uma malha discretizada em elementos triangulares com número de pontos de integração inferior ao caso base.

Foi possível avaliar através dos resultados que, com o aumento do número de pontos de integração, não foi observada uma variação significativa nos valores de tração no reforço, de deslocamentos, de tensão horizontal e de tensão vertical e nem na posição da superfície potencial de ruptura.

A redução desse número teve um impacto maior nos resultados de tração máxima atuantes no reforço, sendo menos significativo nos valores de deslocamentos, de tensão horizontal e de tensão vertical e na posição da superfície potencial de ruptura.

Conclui-se que a modelagem efetuada por Almeida (2014) representa uma discretização adequada do solo da região reforçada, pois não foi significativamente influenciada por um aumento no número de pontos de integração nessa região. Além disso, apresenta uma relação benefício-custo interessante, pois a utilização de elementos triangulares provoca um despendimento maior de tempo no pré e no pós-processamento.

REFERÊNCIAS

- AASHTO. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington, DC, USA, 2012.
- ABRAMENTO, M. Analise de tensões em solos reforçados com inclusões planas. *X congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*. Vol. 1 p. 43 -50. 1994.
- ADIB, M. E. *Internal lateral earth pressure in earth walls*. Ph.D. dissertation, University of California, Berkeley, California. 1988.
- ALMEIDA, R.C.M.B. *Estudo do efeito da face sobre o equilíbrio de estruturas de contenção de solo reforçado sob condições de trabalho*. 2014. 134 f. Dissertação de mestrado, Programa de pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória. 2014.
- BARBOSA JÚNIOR, J. DA C. *Estudo através de Modelos Físicos da Influência da Face e da Compactação em Muros de Solo Reforçado*. 2003. 194 f. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.
- BATHURST, R.J. et al. Full scale testing of geosynthetic Reinforced walls. *ASCE Special Publication: Proceedings of GeoDenver 2000*. Denver, Colorado, USA, p. 6-12, 2000.
- BATHURST, R.J. et al. The influence of facing stiffness on the performance of two geosynthetic reinforced soil retaining walls. *Canadian Geotechnical Journal*, [S.I.], v. 43, p. 125-137. 2006.
- BECKER, L. de B. *Comportamento de geogrelha em muro de solo reforçado e em ensaios de arrancamento*. 2006. 322 f. Tese de doutorado em Engenharia Civil – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.
- *BSI STANDARDS PUBLICATION. *BS 8006-1: Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills*. [S. I.]. 2010.

*CAPUTO H.P. *Mecânica de solos e suas aplicações* – Fundamentos, v. 1, 6ta edição – Livros Técnicos e Científicos editora, Rio de Janeiro, Brasil. 1988.

*CAZZUFFI, D.; PAGOTTO, A.; RIMOLDI, P. Behavior of a geogrid reinforced embankment over waste material, *Proc. II Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St. Louis. 1988.

CHEW, S.H.; SCHMERTMANN, G.R.; MITCHELL, J.K. Reinforced soil wall deformations by finite element method. *Performance of reinforced soil structures. British Geotechnical Society*. p. 35 – 40. 1990.

DANTAS, B.T. *Método de análise de taludes reforçados sob condições de trabalho*. 1998. 92 f. Dissertação de mestrado, Programa de pós-graduação em Engenharia– COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 1998.

DANTAS, B.T. *Análise do comportamento de estruturas de solo reforçado sob condições de trabalho*. 2004. 209 f. Tese de doutorado, Programa de pós-graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2004.

DAMIANS, I.P. et al. Vertical-facing Loads in Steel-Reinforced Soil Walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, [S.I.], v. 139, n. 9, p. 1419-1432, 2013.

DUNCAN, J. M.; BYRNE, P.; WONG, K. S.; MABRY, P. *Strength, stressstrain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses*. Geotech. Engrg. Res. Rep. No. UCB/GT/80-01, University of California, Berkeley, California, USA. 1980.

DUNCAN, J. M.; SEED, R. B. Compaction-induced earth pressures under Ko-conditions, *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 112, n. 1, p. 1-22. 1986.

DUNCAN, J.M.; WILLIAMS, G.W.; SEHN, A.L.; SEED, R.B. Estimation earth pressures due to compaction, *Journal of Geotechnical Engineering*, v.117,n.12, p. 1833-1847. 1991.

*ELIAS, V.; CHRISTOPHER, B.R.; BERG, R.R. *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines*. Washington, DC, USA: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2001. Publicação n. FHWA-NHI-00-043.

EHRlich, M., VIANNA, A.J.D. e FUSARO, F. Comportamento de um muro de solo reforçado, *Anais do XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Foz do Iguaçu, pp. 819-824. 1994.

EHRlich, M. Deformação em muros de solos reforçados, *2º Simpósio Brasileiro sobre Aplicações de Geossintéticos – Geossintéticos 95*, São Paulo, Junho, p. 31-40. 1995.

EHRlich, M.; MITCHELL, J. K. Closure of the paper Working stress design method for reinforced soil walls, *Journal of Geot. Engrg*, ASCE, v. 121, n. 11, p. 820 - 821. 1995.

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

EHRlich, M.; MIRMORADI, S.H. Evaluation of the effects of facing stiffness and toe resistance on the behavior of GRS walls. *Geotextiles and Geomembranes*. Elsevier Ltd., [S.I.], v. 40, p. 28-36, 2013.

GOMES, R.C.; PALMEIRA E.M. Análise de mecanismo de ruptura em modelos físicos de aterros reforçados. *X COBRAMSEF Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, ABMS, Foz do Iguaçu. Vol. 1 p. 35 – 42. 1994.

GUEDES V.C. *Estudo da influência da compactação, do tipo e inclinação da face no comportamento de solo reforçado*. 2004. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2004.

HELWANY, M.B. et al. Effects of facing rigidity on the performance of geosynthetic-reinforced soil retaining walls. *Soil and Foundations*, [S.l.], v. 36, n. 1, p. 27-38, 1996.

HO, S.K.; ROWE, R.K. Predicted behavior of two centrifugal model soil walls, *Journal of Geotechnical Engineering*, v.120,n.10, p. 1845-1873. 1994.

HUANG, B.; BATHURST, R.J.; HATAMI, K. Numerical Study of Reinforced Soil Segmental Walls Using Three Different Constitutive Soil Models. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, [S.l.], v. 135, n. 10, p. 1486-1498, 2009.

ITURRI, E.A.Z. *Análise numérica da influência da compactação em aterros sobre fundação de baixa capacidade de suporte*. 1996. 212 f. Tese de Doutorado, Programa de Pós-graduação em Engenharia – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 1996.

*JABER, M.B. *Behaviour of reinforced soil wall in centrifuge model test*. Ph.D. Thesis, University of California at Berkeley. 1989.

JONES, C.J.F.P. Construction influences on the performance of reinforced soil structures, In: *Performance of reinforced soil structures*, McGown, Yeo e ANDRAWES (eds), Thomas Thelford. p. 97-116. 1990.

*KUTARA, K.; MIKI, H.; KUDOH, K.; NAKAMURA, K.; MINAMI, T.; IWASAKI, K.; NISHIMURA, J.; FUKUDA, N.; TAKI, M. Experimental study on 206 prototype polymer grid reinforced retaining wall, *Proc. 4th Int. Conf. On Geotextiles, Geomembranes and Related Materials*, p. 73-78. 1990.

LEE, W.F. *Internal Stability Analyses of Geosynthetic Reinforced Retaining Walls*. Ph.D. thesis, University of Washington, Seattle, Wash. 2000.

*LOIOLA, F.L.P. *Estudo da influência da face, no comportamento de muros de solo reforçado*. 2001. Tese de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2001.

*MITCHELL, J. K.; VILLET, W. C. B. *Reinforcement of earth slopes and embankments*. NCHRP Rep. No. 290, Transportation Research Board, Washington, D.C., USA. 1987.

MITCHELL, J.K.; ZORNBERG, J.K. Reinforced soil structures with poorly draining backfills. Part II: Case histories and applications, *Geosynthetics International*, v.2, n.1, p.265-307. 1995.

PERALTA, F.N.G. *Comparação de métodos de projeto para muros de solo reforçado com geossintéticos*. 2007. 162 f. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2007.

RICCIO FILHO, M. *Comportamento de um muro de solo reforçado com solos finos tropicais*. 2007. 444 f. Tese de Doutorado, Programa de Pós-graduação em Engenharia – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2007.

*RIMOLDI, P. A review of field measurements of the behaviour of geogrid reinforced slopes, *Internat. Geotech. Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, Fukuoka, Japan, p. 571-576. 1988.

ROWE, R.K.; HO, S.K. Keynote lecture: A review of the behavior of reinforced soil walls. *International Symposium on Earth Reinforcement Practice*. Vol. 2. Edited by H. Ochiai, S. 161 Hayashi, and J. Otani, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. p. 801 – 830. 1993.

ROWE, R. K.; SKINNER, G. D. Numerical analysis of geosynthetic reinforced retaining wall constructed on a layered soil foundation, *Geotextiles and Geomembranes*, v. 19, p. 387-412. 2001.

*SAYÃO, A. et al. Muros e taludes reforçados. In: Vertematti, J.C. (Org.). *Manual Brasileiro de Geossintéticos*. São Paulo: Edgard Blucher, 2004. p. 84-123.

*SCHLOSSER, F.; THANH, N. Recent results in french research on reinforced Earth. *Journal of the construction Division*, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 100, No C03. p. 223 – 237. 1974.

TATSUOKA, F.; TATEYAMA, M.; MURATA, O. *Earth retaining wall with a short geotextile and a rigid facing*. Proc. 12th ICSMFE, 2. p. 101 – 130. 1989.

TATSUOKA, F. Keynote lecture: Roles of facing rigidity in soil reinforcing. In: International Symposium on Earth Reinforcement Practice, 1993, Fukuoka, Kyushu, Japão. *Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice*. Fukuoka, Kyushu, Japão: [s.n.], 1993. V. 2, p. 831-870.

VIEIRA, C.S.; LOPES, M.L.; CALDEIRA, L.M.M.S. *Influence of facing panel rigidity on performance of reinforced soil retaining walls: a numerical study*. In: EUROGEO4, 2008, Edinburgh, Reino Unido. Anais...Edinburgh, Reino Unido, 2008.

*YAMANOUCHI, T.; FUKUDA, N.; IKEGAMI, M. Design and techniques of steep reinforced embankment without edge supporting, *Proc. III Int. Conf. On Geotextiles*. Vienna. 1986.

*ZORNBERG, J.; SITTAR, N.; MITCHELL, J.K. Performance of Geosynthetic Reinforced Slopes at Failure, *J. Geot. and Geoenv. Engrg.* (124)08, p. 670-683. 1998a.

ZORNBERG, J.G.; MITCHELL, J.K. Reinforced soil structures with poorly draining backfills. Part I: Reinforcement interactions and functions, *Geosynthetics International*, v.1, n.2, p.103-147. 1994.

* Referências não consultadas, citadas por outros autores (apud).