

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA



Thiago Ordonho Araújo

Análise do comportamento durante a construção de uma
Estrutura de Contenção Portante reforçada com Geogrelhas

Trabalho de Graduação
2014

Curso de Engenharia
Civil-Aeronáutica

Thiago Ordonho Araújo

**Análise do comportamento durante a construção de uma
Estrutura de Contenção Portante reforçada com Geogrelhas**

Orientadores

Prof. Dr. Delma de Mattos Vidal (ITA)

Co-orientadores

Prof. Dr. Paulo Ivo Braga de Queiroz (ITA)

Curso de Engenharia Civil-Aeronáutica

SÃO JOSÉ DOS CAMPOS

COMANDO-GERAL DE TECNOLOGIA AEROESPACIAL

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)

Divisão de Informação e Documentação

Araújo, Thiago Ordonho

Análise do comportamento durante a construção de uma Estrutura de Contenção Portante reforçada com Geogrelhas / Thiago Ordonho Araújo
São José dos Campos, 2014.
93f.

Trabalho de Graduação – Curso de Engenharia Civil-Aeronáutica –
Instituto Tecnológico de Aeronáutica, 2014. Orientadores: Prof. Dr. Delma de Mattos Vidal.

1. Estruturas (Construção). 2. Pavimentação. 3. Concretos. I. Comando geral de Tecnologia Aeroespacial. II. Instituto Tecnológico de Aeronáutica. III. Análise do comportamento durante a construção de uma Estrutura de Contenção Portante reforçada com Geogrelhas.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ARAÚJO, Thiago O. Análise do comportamento durante a construção de uma Estrutura de Contenção Portante reforçada com Geogrelhas. 2014. 93 folhas. Trabalho de Conclusão de Curso. (Graduação) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Thiago Ordonho Araújo

TÍTULO DO TRABALHO: Análise do comportamento durante a construção de uma Estrutura de Contenção Portante reforçada com Geogrelhas

TIPO DO TRABALHO/ANO: Graduação / 2014

É concedida ao Instituto Tecnológico de Aeronáutica permissão para reproduzir cópias deste trabalho de graduação e para emprestar ou vender cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de graduação pode ser reproduzida sem a autorização do autor.

Thiago Ordonho Araújo
Rua H8A, 141, Campus do CTA
CEP 12228-460, São José dos Campos, SP

Análise do comportamento durante a construção de uma Estrutura de Contenção Portante reforçada com Geogrelhas

Essa publicação foi aceita como Relatório Final de Trabalho de Graduação



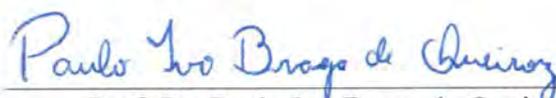
Thiago Ordonho Araújo

Autor



Prof. Dr. Delma de Mattos Vidal (ITA)

Orientador



Prof. Dr. Paulo Ivo Braga de Queiroz (ITA)

Co-orientador



Prof. Dr. Eliseu Lucena Neto

Coordenador do Curso de Engenharia Civil-Aeronáutica

São José dos Campos, 27 de novembro de 2014

Dedico esse trabalho aos meus pais, Geraldo e Sandra

Agradecimentos

Agradeço primeiramente aos meus pais e família, cujo laço de amor, carinho e companheirismo me dão segurança e me permitem ter forças para vencer os diversos obstáculos da vida.

Agradeço também a Eduardo, que foi a pessoa mais motivante e companheira que tive ao longo desse ano. Muito obrigado por me acolher pacientemente, por escutar os meus problemas sem restrição de horário e por ser o motivo da minha felicidade a cada dia.

Aos meus irmãos, agradeço pelo apoio e proteção que recebo desde muito criança. Eles são meus principais parceiros de confusão e alegria. Muito obrigado por sempre alegrarem os meus dias.

À Thaís, minha outra irmã, agradeço o apoio moral e emocional que foram essenciais para trilhar a minha jornada dentro do ITA. Sem a sua amizade, não teria conquistado e nem conquistarei pelo menos metade das minhas vitórias.

Ao Luqueti, agradeço pelas inúmeras lições de respeito. Muito obrigado também pelas risadas mais verdadeiras e espontâneas que me proporcionou.

Ao Tácio, agradeço pela lealdade de um amigo que me confortou durante vários viradões de estudo e que me divertiu com os mais simples passatempos.

Ao apartamento 108, agradeço pelas risadas e lamentos que mais foram presentes em minha estada pelo ITA.

Ao apartamento 325, agradeço pelos momentos de festa, que muito ajudaram para descontrair e continuar buscando a excelência com um sorriso no rosto.

À AGITA, agradeço pela oportunidade de me posicionar na sociedade como um igual. Além disso, também agradeço pelos inúmeros amigos que pude fazer através dela e que vão permanecer para sempre em meu coração.

À Cristina, minha referência profissional, agradeço pela confiança que me foi concedida e pela enorme quantidade de aprendizado que recebi em meros 6 meses.

À Delma, um agradecimento especial pela paciência. Muito obrigado por acreditar em mim e por muito me ensinar nesse breve ano.

Por fim, agradeço a todos os amigos que fiz e que levo no peito para o resto das minhas aventuras nessa vida.

"Don't only practice your art
but force your way into its secrets,
for it and knowledge can raise men to divine."

Ludwig van Beethoven

Resumo

Este trabalho consiste na análise do comportamento durante as etapas de construção de uma estrutura de contenção portante com face em blocos de concreto, reforçada com geogrelhas, localizada no município catarinense de Jaguaruna. Para a análise de comportamento da estrutura foram avaliadas a instrumentação realizada no local e as suas medidas, fornecidas pelas empresas envolvidas no projeto, e as solicitações no reforço e deformações estimadas através do dimensionamento da estrutura por um método de cálculo convencional. O dimensionamento dos reforços foi realizado a partir da metodologia proposta pela norma britânica BS 8006-1 (2010), apresentada em detalhes, com foco principal na utilização na análise de estabilidade interna e, a partir dos cálculos desenvolvidos, foi possível estimar as deformações previstas para os elementos de reforço e então comparar com as deformações inferidas das leituras realizadas nos instrumentos.

De acordo com a instrumentação utilizada, constatou-se que os deslocamentos na face do muro estão dentro do esperado para estruturas portantes e as deformações das geogrelhas também estão abaixo das deformações máximas previstas no código britânico.

Abstract

This work consists in analyzing the behavior during construction of a bridge abutment on a containment structure reinforced with geogrids located in the municipality of Jaguaruna, SC. To perform the analysis of the behaviour of the structure the measures of the instrumentation of a study conducted in site were evaluated and the loads in the reinforcement were estimated by using a conventional method of project. The project of the reinforcements was made based on the British standards BS 8006-1 (2010), presented in detail in this text, focusing primarily on the use of the methodology of internal stability check, and was made possible to estimate the tensile forces and comparing them to the ones determined with de measurements equipments.

According to the instrumentation used, it was found that the displacements on the face of the wall were lesse than expected for bearing structures and that the tensile forces in the geogrids were smaller than those determined using the British code.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Mecanismos de Estados Limites Últimos para estabilidade externa (BS 8006-1 2010).....	9
Figura 2.2: Mecanismos de Estados limites de serviço para estabilidade externa e interna (BS 8006-1 2010).	9
Figura 2.3: Tipos de Rupturas Globais (BS 8006-1 2010).....	10
Figura 2.4: Cunhas para estabilidade interna (BS 8006-1 2010).....	11
Figura 3.1: Mecanismos de estabilidade externa.....	15
Figura 3.2: Representação da altura mecânica para diferentes configurações geométricas (BS 8006-1 2010)	23
Figura 3.3: Ilustração da distribuição de tensões na base segundo Meyerhof (1965, BS 8006-1 2010).....	26
Figura 3.4: Solicitações a serem consideradas para o caso da estabilidade local (BS 8006-1 2010).....	31
Figura 3.5: Tensões impostas devido a peso próprio e outros carregamentos externos ($\beta = 0$ para o método do <i>Tie Back Wedge</i>) (BS 8006-1 2010).	33
Figura 3.6: Dispersão de uma carga vertical no solo reforçado (BS 8006-1 2010).	34
Figura 3.7: Dispersão de uma carga horizontal no solo reforçado (BS 8006-1 2010).	34
Figura 3.8: Esquema para consideração da cunha na verificação local de estabilidade por arrancamento (BS 8006-1 2010).....	36
Figura 3.9: Forças consideradas para o cálculo da estabilidade interna da cunha (BS 8006-1 2010).....	37
Figura 3.10: Deformação causada devido a fluência em reforços poliméricos - Serviciabilidade (BS 8006-1 2010).	38
Figura 4.1: Foto de satélite da localização da obra (Fonte: Google Earth).	39
Figura 4.2: Vista Geral da estrutura de solo reforçado realizada.	40
Figura 4.3: Vista Superior do projeto dos Muros Portantes.	41
Figura 4.4: Vista Frontal do Muro Portante instrumentado.....	41
Figura 4.5: Seção transversal do muro de acordo com <i>as built</i>	42
Figura 4.6: Gráfico tensão-deformação para as geogrelhas de PVA utilizadas na obra	43
Figura 4.7: Vista superior esquemática de <i>tell-tales</i>	44
Figura 4.8: Detalhe da seção instrumentada e os cinco pontos onde as células de carga estão posicionadas.	45

Figura 4.9: Foto da célula de carga utilizada.....	46
Figura 4.10: Detalhamento da instrumentação - Vista da seção transversal.	47

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Fatores que influenciam o desempenho de uma ESR.....	18
Tabela 3.2: Fator de segurança parcial de ramificações econômicas de ruptura possíveis, dependendo da categoria da ESR (adaptado da BS 8006-1 2010).	19
Tabela 3.3: Fatores parciais aplicados nessa seção, com exceção dos fatores parciais de solicitação (adaptado da BS 8006-1 2010).	20
Tabela 3.4: Fatores parciais de solicitação para combinações de cargas associadas a ESR convencionais (adaptado da BS 8006-1 2010).	21
Tabela 3.5: Fatores parciais de solicitação para combinações de cargas associadas a ESRP (adaptado da BS 8006-1 2010).	22
Tabela 3.6: Dimensões mínimas recomendadas (adaptado da BS 8006-1 2010).....	24
Tabela 3.7: Guia com tolerâncias recomendadas pela BS 8006-1 2010	28
Tabela 3.8: Limites de serviabilidade para deformações internas desenvolvidas após o término da construção.....	29
Tabela 4.1: Deslocamentos medidos nas hastes localizadas abaixo do 10º bloco.....	48
Tabela 4.2: Deslocamentos medidos nas hastes localizadas abaixo do 30 º bloco.	48
Tabela 4.3: Solicitações nas geogrelhas a partir das leituras das células de carga (aplicadas as constantes de calibração).....	49
Tabela 4.4: Deslocamentos acumulados nas hastes e muro na altura do 10º bloco, considerando a haste de 7 m sem deslocar.	50
Tabela 4.5: Deslocamentos acumulados nas hastes e muro na altura do 30º bloco, considerando a haste de 7 m sem deslocar.	50
Tabela 5.1: Parâmetros geotécnicos e geométricos do projeto.....	52
Tabela 5.2: Dias considerados para a análise e suas respectivas alturas de aterro.....	53
Tabela 5.3: Maior tração mobilizada num reforço e os seus respectivos dados para ELU.....	54
Tabela 5.4: Maior tração mobilizada num reforço e os seus respectivos dados para ELS.....	55
Tabela 5.5: Comparação entre resultados da análise de estabilidade interna local e de cunha crítica para a condição ELS.	56

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Motivação	1
1.2	Objetivos.....	2
1.3	Escopo do trabalho.....	2
2	ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO PORTANTE COM SOLO REFORÇADO.....	3
2.1	Introdução	3
2.2	Histórico.....	4
2.3	Faceamento com Blocos Segmentais para EPSRG	5
2.4	Aspectos Relevantes	7
2.5	Mecanismos	8
3	DIMENSIONAMENTO DE ESRP - MÉTODO DA BS 8006-1	12
3.1	Sobre a BS 8006-1:2010	12
3.2	Conceitos e Princípios Fundamentais	12
3.2.1	Estados Limites	12
3.2.2	Solicitações e Resistências	13
3.2.3	Fatores de Segurança Parciais	13
3.2.4	Mecanismos envolvidos em uma ESRP	15
3.2.5	Características dos Reforços Flexíveis	16
3.2.6	Aspectos Relevantes	17
3.3	Dimensionamento de uma ESRP	17
3.3.1	Introdução e Considerações Iniciais	17
3.3.2	Vida de Serviço	18
3.3.3	Fatores de Segurança Parciais	19
3.3.4	Dimensões da estrutura.....	22
3.3.5	Estabilidade Externa	24
3.3.5.1	Considerações Gerais	24
3.3.5.2	Tombamento e Capacidade de carga da Fundação.....	25
3.3.5.3	Deslizamento ao longo da base	27
3.3.5.4	Recalque	28
3.3.5.5	Limites de Serviabilidade e Tolerâncias Construtivas.....	28
3.3.5.6	Superfícies externas de ruptura.....	29
3.3.6	Estabilidade Interna - Método <i>Tie Back Wedge</i>	29

3.3.6.1	Aspectos Gerais	29
3.3.6.2	Deslizamento de sobre uma plano horizontal interno qualquer	30
3.3.6.3	Estabilidade local de uma camada de reforço	30
3.3.6.4	Estabilidade da cunha	36
3.3.6.5	Estado limite de Serviabilidade	37
4	ESTUDO DE CASO - VIADUTO DE ACESSO AO AEROPORTO DO MUNICÍPIO DE JAGUARUNA	39
4.1	Introdução	39
4.2	A Obra.....	39
4.2.1	Projeto Geométrico.....	39
4.2.2	Detalhamento Executivo.....	42
4.2.3	Reforços Adotados	43
4.3	Instrumentação	44
4.3.1	Disposição dos Equipamentos de Monitoramento	44
4.3.2	Resultados da Instrumentação	47
4.3.3	Análise da instrumentação.....	49
5	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA A LUZ DA BS 8006-1.....	52
5.1	Introdução	52
5.2	Parâmetros Considerados.....	52
5.3	Etapas Construtivas consideradas	53
5.4	Estabilidade interna local - ELU.....	53
5.5	Estabilidade interna local - ELS	54
5.6	Estabilidade da cunha	55
5.7	Comentários	55
6	COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES.....	57
6.1	Comentários	57
6.2	Conclusões	57
6.3	Sugestões para trabalhos futuros.....	58
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	59
	APÊNDICE A - EXEMPLO DO MÉTODO DE CÁLCULO APLICADO A UMA CAMADA DE REFORÇO SEGUNDO A BS 8006-1 (2010).....	61
	APÊNDICE B - PLANILHAS DOS RESULTADOS DETALHADOS DOS CÁLCULOS SEGUNDO O MÉTODO DA BS 8006-1 (2010)	66

1 INTRODUÇÃO

1.1 Motivação

Em obras geotécnicas é muito importante realizar um projeto consistente com os requisitos que a obra demanda. Às vezes, por exemplo, é necessário haver maior aproveitamento da área de determinado terreno ou reduzir impactos ambientais como uso demasiado de solo para aterro ou realização de obras de terraplenagem muito próximas a nascente de córregos. Dentre as técnicas que podem ser consideradas para atender a estes requisitos as estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos se apresentam como uma das mais que oferecem a melhor relação custo-benefício e vem sendo cada vez mais empregadas.

No caso de encontros de pontes e viadutos, uma solução que implica na redução de custos com tempo de execução e com material de fundação é a realização de estruturas de solo reforçado portantes. Essas estruturas consideram o uso de elementos de reforço de fácil e rápida aplicação, ao mesmo tempo que evita gastos com a execução de fundações independentes para as pontes e viadutos, já que estes são projetados para que a própria contenção os suporte.

Para garantir que o dimensionamento de uma estrutura atenderá aos requisitos básicos de seu projeto é preciso recorrer a métodos de dimensionamento consolidados, como o apresentado na norma britânica BS 8006-1 (2010), que ofereçam uma boa margem de segurança e contemplem soluções baratas.

As estruturas de contenção portantes, ao suportar ainda mais carga, às vezes sob condições de serviço intensas e rigorosas, devem ter o dimensionamento da contenção ainda mais minucioso. Por tal razão, o método de dimensionamento tem que ser bastante criterioso quanto ao seu comportamento ao longo da vida de serviço.

Esse trabalho foca em compreender detalhadamente os procedimentos de cálculo do dimensionamento interno da BS 8006-1 (2010) para uma estrutura portante de solo reforçado com geogrelhas a partir da aplicação direta do código a uma aplicação real, referente a um viaduto de acesso ao aeroporto de Jaguaruna, SC. Como a obra foi instrumentada, a análise das leituras da instrumentação realizada nessa obra pode permitir uma melhor compreensão dos mecanismos envolvidos no dimensionamento e comportamento da estrutura.

1.2 Objetivos

O objetivo principal do presente trabalho é compreender os processos relacionados ao projeto, dimensionamento e comportamento durante a construção de uma Estrutura de Solo Reforçado Portante à luz dos procedimentos propostos na norma britânica BS 8006-1 (2010) e sua aplicação a um caso real.

1.3 Escopo do trabalho

A estrutura desse texto está organizada em seis capítulos que abordam desde conceitos gerais que são discutidos ao longo do texto até metodologias e cálculos específicos. O capítulo 1 aborda a problemática do trabalho, apresentando uma breve introdução sobre o tema e a apresentação dos objetivos almejados. O capítulo 2 reúne conceitos básicos para o entendimento do que é uma estrutura de solo reforçado portante e quais são os possíveis elementos que podem ser escolhidos e dimensionados em seu projeto. Depois, aborda-se no capítulo 3 a metodologia apresentada pela BS 8006-1 (2010) para o dimensionamento de qualquer estrutura de solo reforçada, seja portante ou não. Para isso, subdivide-se a metodologia na análise da estabilidade de diferentes mecanismos envolvidos na estrutura. Em seguida, apresenta-se no capítulo 4 o caso de obra real abordado e os resultados da instrumentação, para melhor entender o comportamento da estrutura ao longo do processo de construção. Realiza-se, no capítulo 5, o dimensionamento dos reforços conforme preconiza a BS8006-1 (2010), aplicados a estrutura em termos de sua estabilidade interna, para prever o desempenho que a estrutura vai apresentar ao longo de sua vida de serviço. Por fim, no capítulo 6, apresentam-se os comentários e conclusões sobre o trabalho desenvolvido e as sugestões para trabalhos futuros.

2 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO PORTANTE COM SOLO REFORÇADO

2.1 Introdução

Na engenharia civil, há diversos casos de obras em que é preciso realizar aterros elevados para garantir que se atinja uma cota específica em um determinado terreno muito acidentado, ou para construir obras de arte especiais (viadutos e pontes), dentre outras situações. Para reduzir o impacto ambiental e otimizar a área ocupada é frequente a opção por realizar taludes com inclinações bastante elevadas que exigem estruturas de contenção para sua estabilidade.

Existem diversas soluções possíveis de serem aplicadas na contenção de solos, como terra armada, estruturas de solo reforçado em geossintéticos com face envelopada ou em blocos segmentais, muros de gravidade, muros de gabião, cortinas de estaca prancha, cortinas de jet grouting, sendo que as duas primeiras se aplicam exclusivamente ao caso de aterros. Essas soluções compõem, juntamente com o solo de aterro, o que se chama de estrutura de contenção, sendo que cada solução apresenta diferentes custos, tempos de execução, materiais envolvidos.

Uma estrutura de contenção pode também receber outras estruturas com fundação direta apoiada no topo do aterro, no encabeçamento do topo do talude. Isso é comum em pontes e viadutos onde o tabuleiro é apoiado diretamente sobre a estrutura de contenção. Essa configuração recebe o nome de estrutura de contenção portante. Os projetos de engenharia civil que preveem uma estrutura portante necessitam de um dimensionamento e verificação ainda mais cautelosos para que não haja recalques ou instabilidades que comprometam a função estrutural dos elementos sobre eles apoiados.

Para o estudo de caso deste trabalho, estuda-se a estrutura de contenção chamada de Muro em Blocos Segmentais. Para dimensioná-lo, precisa-se realizar o levantamento de diversos aspectos: a geometria da obra; parâmetros do solo (densidade, ângulo de atrito efetivo, coesão efetiva, tipo de solo, etc.); todas as solicitações mecânicas, físicas e químicas e os tempos de atuação, parâmetros dos blocos utilizados, disposição das camadas de geogrelha; e propriedades da geogrelha a ser aplicada.

Além desses aspectos, determina-se os mecanismos envolvidos para desenvolver a análise. Considera-se como padrão para o dimensionamento a análise de estabilidade interna, a análise de estabilidade externa que envolve mecanismos como tombamento, deslizamento, e capacidade de suporte da fundação, a análise de estabilidade local e a análise de estabilidade global (VERTEMATTI 2004, NCMA 2009).

2.2 Histórico

A prática de utilização de reforços para fortalecer o solo e melhorar suas propriedades de resistência não é novidade atualmente. De fato, há muitos anos que são utilizados elementos para reforçar o solo como nas estruturas babilônicas e chinesas (Ziggurat e Muralha da China) (SILVA 1998, EHRLICH & BECKER 2009). Contudo, apenas recentemente, na década de 60 que a técnica começou a ser usada com fundamentação técnica específica, quando Henri Vidal patenteou e desenvolveu um sistema de reforço em solo conhecido como "Terre Armée" (terra armada em francês).

A principal diferença de uma estrutura de solo reforçado (ESR) entre um muro de arrimo convencional não pode ser entendida a partir do aspecto externo da estrutura. A particularidade se dá devido a estabilidade interna do muro, garantida pela aplicação de elementos de reforço, como no concreto armado.

Inicialmente (considerando a época após Vidal), os reforços utilizados tinham composição metálica. Contudo, a partir da década de 1970, elementos poliméricos passaram a ser utilizados também como reforços nos solos. Esses elementos provaram ser mais flexíveis e as soluções que os envolvem são menos custosas do que outras alternativas (SILVA 1998). Além disso, a medida que a indústria dos geossintéticos avança, cada vez mais produtos com maiores resistências são fabricados, permitindo a aplicação em casos com maiores solicitações envolvidas.

O avanço do uso de geossintéticos em ESR cresce cada vez mais e hoje já se aplica a solução para reforçar estruturas portantes de solo reforçado (EPSR). Essas estruturas são caracterizadas pela execução da fundação de viadutos e pontes diretamente sobre a cabeceira dos muros. Devido a isso, as solicitações são ainda mais elevadas e atuam numa região mais concentrada (localização das sapatas).

As primeiras tentativas em se trabalhar com esse tipo de abordagem data de mais de 20 anos atrás, segundo (ALEXIEW & SILVA 2007). Desde então, cada vez mais projetos concebem a utilização de tal alternativa para reduzir os custos e acelerar a execução da fundação de obras de arte acima projetadas acima das ESR.

2.3 Faceamento com Blocos Segmentais para EPSRG

As Estruturas Portantes de Solos Reforçados com Geogrelhas (EPSRG) podem ser realizadas de diversas maneiras diferentes em termos dos elementos utilizados em sua face. As camadas podem ser compactadas considerando um envelopamento na face, permitindo a ancoragem da geogrelha a frente da estrutura e crescimento da vegetação ou utilizando face rígida de concreto (CAZZUFI & RIMOLDI 1994). Além disso, há também casos documentados cuja execução baseou-se no uso de gabião para compor a face da estrutura (como mostrado em Mirlatifi 2014). A face de concreto também pode ser construída com várias unidades de concreto (blocos segmentais).

Nesse trabalho, é estudado o comportamento durante a construção de uma estrutura com muro composto por blocos segmentais, assim como o último caso supracitado. Um Muro em Blocos Segmentais é uma estrutura de contenção cujos principais componentes são os blocos de concreto (unidades segmentais do muro) e material granular para preenchimento do bloco, que atuam como muro de gravidade quando agrupados. Contudo, o empuxo ativo que este tipo de estrutura pode suportar é limitado e frequentemente há a necessidade de aplicação de um elemento de reforço interno. Esse outro componente é comumente um reforço geossintético, que atua de reforçando a região atrás do muro, contribuindo para a sua estabilidade.

O geossintético mais comum para esse tipo de aplicação é a geogrelha. Ela é a mais utilizada, pois o reforço procurado para essa solução é geralmente um com alta resistência, principalmente em uma única direção. É geralmente suficiente que o reforço tenha alta resistência somente na direção perpendicular a face do muro, pois é nesse sentido que se dá a maior probabilidade de ruptura e ocorrem as maiores solicitações no reforço.

Os componentes citados são dois dos elementos mais relevantes presentes no projeto e dimensionamento de um muro em blocos segmentais. Todos os principais componentes são resumidamente descritos abaixo (conforme NCMA 2009):

- Blocos (unidades) de Concreto dos Muros Segmentais de Contenção - São elementos de concreto que, quando empilhados, fornecem estabilidade estrutural à face do muro, para baixo empuxos ativos transmitidos a ele;
- Material Granular (brita) - utilizado como preenchimento das unidades de concreto. Esse material atua na diminuição das tensões horizontais geradas nos

blocos de concreto devido à compactação e para permitir a drenagem na face do muro;

- Solo de Aterro - é o solo presente imediatamente atrás dos elementos de concreto da face do muro;
- Solo de Fundação - é o solo presente abaixo da estrutura a ser construída (solo do terreno natural) que suporta o peso do aterro e muro acima;
- Geogrelha - material polimérico com função de reforçar o corpo de aterro e contribuir para a estabilidade da estrutura de contenção portante.

Analisando-se esses componentes pode-se identificar quais são as vantagens em aplicar um projeto com muro de contenção em blocos de concreto e solo reforçado. A velocidade de execução, o custo dos materiais, dentre outros aspectos, são exemplos de vantagens que podem ser inferidas pelo estudo da solução adotada. As principais vantagens da aplicação de um muro de solo reforçado em blocos de concreto são (conforme NCMA 2009):

- Comportamento: é uma estrutura menos rígida do que outras, como muros de gravidade inteiramente de concreto, e que toleram mais deslocamentos na face sem comprometer a funcionalidade estrutural;
- Flexibilidade de Projeto: o pequeno tamanho dos blocos permite uma melhor manuseio e também facilita a construção em áreas de difícil acesso;
- Drenagem na Face: essa propriedade evita a formação de pressões hidrostáticas anteriormente a estrutura da face do muro;
- Facilidade e Agilidade de Instalação: além de permitir uma maior flexibilidade do projeto, o pequeno tamanho das unidades estruturais do muro permitem um manuseio mais fácil e ágil durante a execução, reduzindo o tempo de instalação e os problemas ocasionados devido ao mau planejamento do cronograma de obra;
- Economia: os elementos tem custos mais reduzidos do que outras soluções, além de representar uma alternativa barata em termos do tempo de instalação previsto.

2.4 Aspectos Relevantes

Para o dimensionamento de qualquer estrutura, é preciso conhecer diversos parâmetros e condições que influenciam o cálculo de acordo com a análise dos mecanismos envolvidos. Ao dimensionar uma estrutura de contenção portante, especificamente muros de blocos segmentais em solo reforçado, diversos aspectos são essenciais para determinar as características do muro e do reforço utilizados.

Um primeiro aspecto importante de observar é o solo de fundação. Realizando-se ensaios de campo, como sondagens, pode-se determinar os parâmetros do solo de fundação que compõem a influência deste solo (e. g. capacidade de suporte) no cálculo e na análise de desempenho da estrutura. Esses parâmetros englobam o ângulo de atrito efetivo, densidade, coesão efetiva, tipo de solo e permeabilidade em ambas as direções (horizontal e vertical).

Outras características importantes para o projeto são aquelas associadas ao solo de aterro que será usado no local. Similarmente aos parâmetros do solo de fundação, os parâmetros de resistência, densidade do solo, tipo de solo e permeabilidade são fundamentais para o estudo do comportamento do projeto de engenharia.

A geometria do projeto e variáveis de engenharia também contribuem para o dimensionamento. Para o cálculo das tensões envolvidas no solo, precisa-se da altura de aterro, inclinação da face, da sobrecarga operacional, dentre outros aspectos de projeto.

Também é importante conhecer as características dos blocos usados no muro e do reforço geossintético. O peso próprio do bloco, a resistência a tração do reforço, disposição das camadas de geogrelhas, comprimento do reforço, tipo de ancoragem, tudo influencia nos tipos de cálculos que devem ser realizados e no comportamento da estrutura.

Por fim, deve-se incorporar ao dimensionamento as características da execução do muro. Determina-se as etapas de construção e as solicitações envolvidas nessas etapas até que a obra seja finalizada.

2.5 Mecanismos

Para dimensionar uma estrutura de contenção portante com face em blocos segmentais e solo reforçado com geossintético, deve-se entender quais são os possíveis mecanismos de instabilidade que podem levar o muro a ter um desempenho desfavorável. Diversos pesquisadores já identificaram esses mecanismos e os avaliaram, cada um com uma nomenclatura diferente.

Para a National Concrete Masonry Association (2009), por exemplo, os mecanismos de um muro em blocos segmentais num solo reforçado são divididos em: estabilidade externa, estabilidade interna, estabilidade local ou da face, estabilidade interna composta e preocupações geotécnicas. A estabilidade externa avalia os mecanismos de deslizamento na base e de tombamento. A estabilidade interna considera a ruptura do reforço geossintético, seu arrancamento e o deslizamento na superfície de uma das camadas internas de reforço. A estabilidade local avalia a ruptura do reforço na conexão com os blocos segmentais e o desprendimento dos blocos acima da última camada de reforço. A estabilidade interna composta considera uma cunha de ruptura circular que passa por dentro da massa composta por solo mais reforço. Por fim, as preocupações geotécnicas envolvem a análise de estabilidade global (sem atravessar nenhum reforço) e a capacidade de suporte do solo de fundação associada ao recalque.

A norma britânica BS 8006-1 (2010), propõe que estas análises considerem os estados limites últimos (ELU), que consideram mecanismos de colapso potenciais, e de estados limites de serviciabilidade (ELS), onde condições de trabalho da estrutura são identificados e verificados para garantir que as características necessárias serão mantidas sem que uma interferência anormal seja necessária.

Os mecanismos de estabilidade externa, segundo a BS 8006-1 (2010), são os mecanismos de tombamento, de deslizamento e de ruptura global (que são análises de estados limites últimos) e o de recalque (representando análise de estado limite de serviço). Os mecanismos de colapso (estados limites últimos) da estabilidade interna englobam a estabilidade individual dos elementos, a resistência ao deslizamento em camadas de reforço acima da base do muro e a estabilidade de cunhas lineares simples que passam por dentro da massa de solo reforçado, atravessando os elementos de reforço. A representação desses mecanismos pode ser observada abaixo nas Figura 2.1 a Figura 2.4:

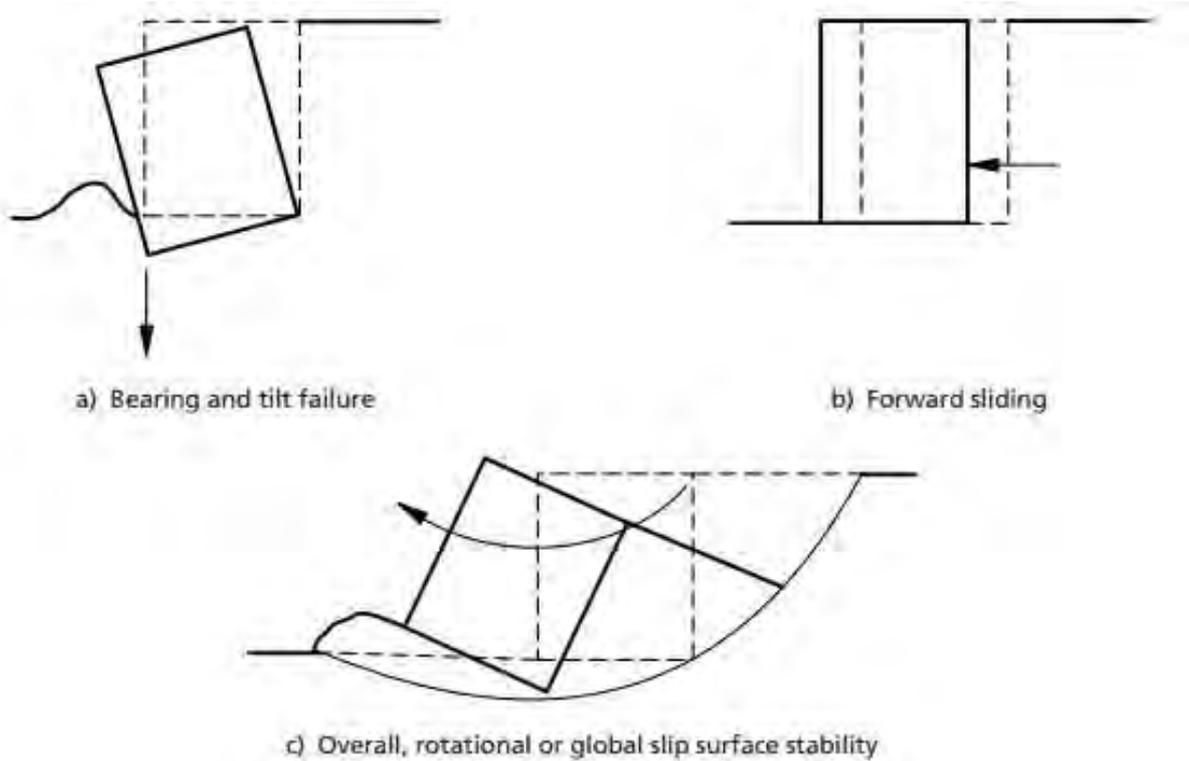


Figura 2.1: Mecanismos de Estados Limites Últimos para estabilidade externa (BS 8006-1 2010).

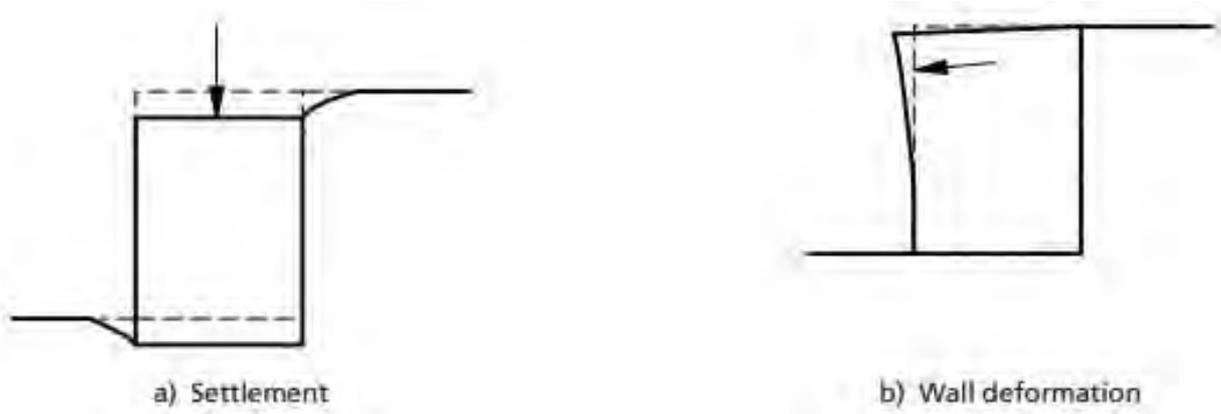
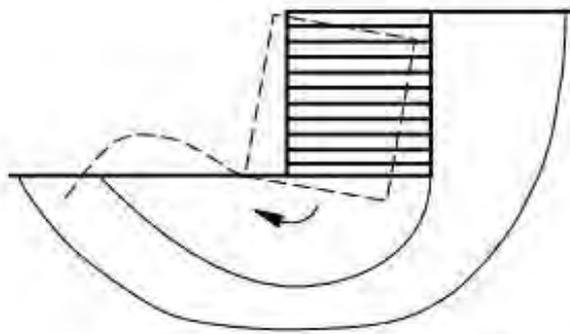
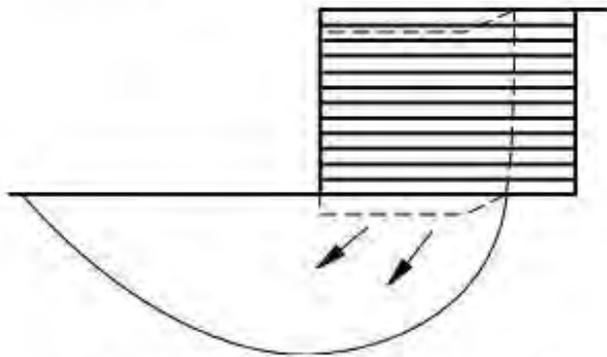


Figura 2.2: Mecanismos de Estados limites de serviço para estabilidade externa e interna (BS 8006-1 2010).

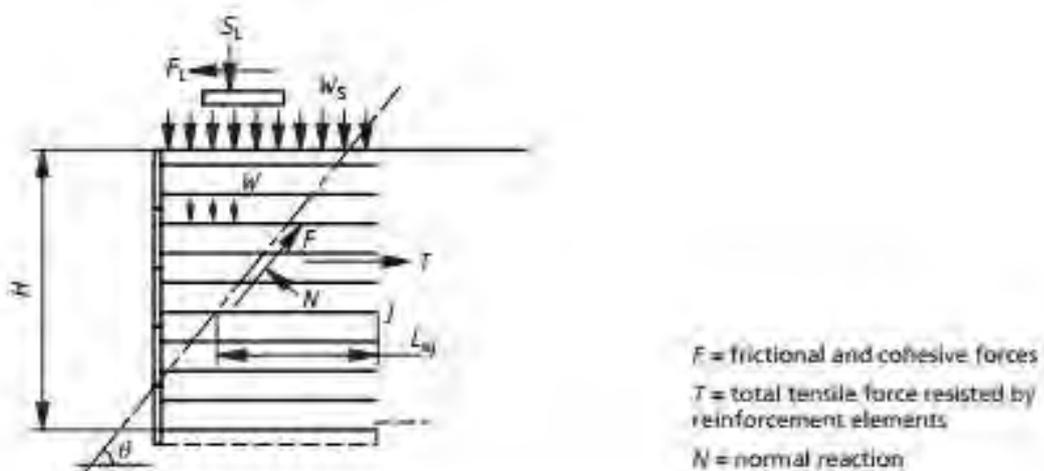


a) Slip surface outside structure ($L < H$)

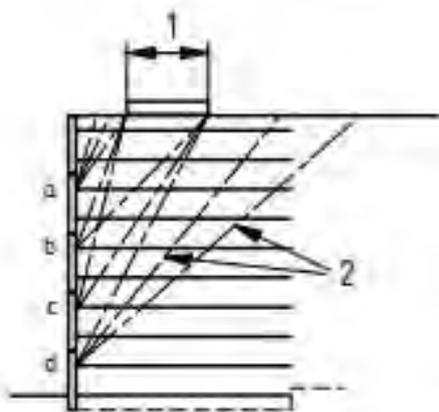


b) Slip structure through structure ($L > H$)

Figura 2.3: Tipos de Rupturas Globais (BS 8006-1 2010).



a) Forces to be considered



Key

- 1 Potential failure planes not to intersect top of wall beneath effective contact area of abutment bank seat
- 2 Various potential failure planes

b) Various potential failure planes

Figura 2.4: Cunhas para estabilidade interna (BS 8006-1 2010).

3 DIMENSIONAMENTO DE ESRP - MÉTODO DA BS 8006-1

3.1 Sobre a BS 8006-1:2010

A BS 8006-1 (2010) é uma norma britânica que considera o dimensionamento de técnicas de reforços aplicadas a obras de aterros. Esse texto baseia-se nos conceitos de estados limites último e de serviabilidade e de fatores de segurança parciais dos materiais e solicitações. Os fatores de segurança parciais são baseados na experiência e foram calibrados para manter a consistência com a prática atual, dadas as diversas aplicações, situações e vidas de serviço possíveis num projeto de contenção.

Além disso, o texto recomenda que a sua leitura seja realizada em conjunto com outras normas. Especificamente, as normas recomendadas são a BS EN 1997-1 (2004) e BS EN 14475 (2006), que tratam, respectivamente, de projetos de geotecnia e da execução de obras de terra.

3.2 Conceitos e Princípios Fundamentais

3.2.1 Estados Limites

Ao realizar o dimensionamento de uma ESR, é imediato considerar que a estrutura final deve ser capaz de resistir aos esforços, aos quais ela está submetida, de modo a não sofrer ruptura. Entretanto, essa não é a única consideração a ser realizada durante o cálculo. É preciso considerar também o comportamento que a estrutura irá demonstrar ao longo do tempo em termos de sua serviabilidade.

Em meio a essas considerações, a norma britânica BS 8006-1 (2010) apresenta métodos para determinação dos reforços a considerar dois estados diferentes: o estado limite último e o estado limite de serviabilidade. O estado limite último considera o desempenho do reforço de modo a evitar uma ruptura ou colapso da estrutura; é o estado considerado para situações de falha estrutural. Esse estado é atingido quando os efeitos devido às solicitações são iguais ou maiores do que os efeitos resistentes. O estado limite de serviabilidade leva em conta o desempenho do reforço em termos de suas condições de uso. Ele é atingido se as deformações que ocorrem ao final da vida de projeto são maiores do que deformações previstas ou se a serviabilidade da estrutura for comprometida.

3.2.2 Solicitações e Resistências

As solicitações são todas as forças e esforços envolvidos que atuam de modo a provocar a ruptura da estrutura e as resistências, os que atuam de modo a contribuir para que o colapso não ocorra. Quando consideradas nas suas formas não fatoradas (vide item 3.2.3), esses esforços recebem o nome de solicitações e resistências características. Após serem alteradas pelos respectivos valores dos fatores de segurança parciais, elas são denominadas de solicitações e resistências de projeto.

As solicitações podem ser de vários tipos. As principais a serem consideradas são o peso próprio da massa de solo que está na iminência de escorregar, sobrecargas, efeitos de temperatura, dentre outras. As resistências são representadas pelo efeito do atrito do próprio solo e pela resistência fornecida pelos reforços.

Basicamente, para garantir a estabilidade de uma estrutura, é preciso, portanto, comparar o somatório de todas as resistências de projeto com as solicitações de projeto. As resistências devem ser maiores do que as solicitações, ao realizar essa comparação.

3.2.3 Fatores de Segurança Parciais

Os fatores de segurança aplicados no dimensionamento de acordo com a norma britânica são de natureza parcial, que representa uma alternativa conveniente para o caso de uma estrutura que pode incluir diferentes tipos de reforço, de materiais, dentre outros aspectos. Existem quatro tipos principais de fatores parciais. Dois deles são os fatores parciais de solicitação, representados por f_f e f_q , aplicados a cargas mortas e vivas, respectivamente. O terceiro fator parcial mais relevante é o de material, que pode ser aplicado às características do solo. O último dos principais fatores é o f_n , utilizado para que sejam consideradas as ramificações econômicas possíveis provenientes de uma possível ruptura.

Os fatores de segurança parciais, devido às suas aplicações, vão variar dependendo das condições de projeto a serem consideradas. Diferentes combinações de solicitações, por exemplo, exigem diferentes fatores de segurança parciais. Logo, para cada uma das superfícies potenciais de ruptura, devem ser atribuídos fatores parciais apropriados. Contudo, apesar das diferenças entre aplicações, os fatores parciais de quaisquer tipos devem ser iguais ou superiores a unidade.

Ao considerar os efeitos das solicitações, por exemplo, devem-se aplicar os efeitos dos fatores parciais de solicitação tal que essas ações sejam majoradas. Assim, cada solicitação deve ser multiplicada pelo seu fator parcial específico, como na Equação 3.1 abaixo:

$$F_D = F_k \cdot f_f \quad \text{Equação 3.1}$$

onde,

F_D é a solicitação de projeto;

F_k é a solicitação característica;

f_f é o fator de segurança parcial de solicitação referente a solicitação F_k .

Para reforços poliméricos e solos, devem ser aplicados os fatores de segurança parciais específicos de modo a minorar os efeitos das resistências impostas por eles. Assim, dividem-se as propriedades e resistências pelo respectivo fator parcial conforme equações 3.2 e 3.3:

$$T_D = \frac{T_k}{f_m} \quad \text{Equação 3.2}$$

$$X_D = \frac{X_k}{f_{ms}} \quad \text{Equação 3.3}$$

onde,

T_D é a resistência de projeto;

T_k é a resistência característica;

f_m é o fator parcial de materiais aplicado a T_k .

X_D é a propriedade de projeto;

X_k é a propriedade característica;

f_{ms} é o fator parcial de materiais aplicado a propriedade X_k .

Além desses fatores, há também aqueles que são aplicados de modo a reduzir a interação do solo com o reforço, minimizando o efeito que o reforço polimérico tem na estabilidade da estrutura de solo reforçado.

3.2.4 Mecanismos envolvidos em uma ESRP

Quando a resistência ao cisalhamento do material de aterro não for suficiente para resistir às solicitações impostas, pode-se utilizar reforços, analogamente a armação de um concreto, para garantir ao solo contido uma resistência a tração suficiente para permitir a construção de muros com inclinação mais elevada.

Numa estrutura de solo reforçado, pode-se dividir os mecanismos associados à ruptura que ocorrem na estrutura em dois grupos: os mecanismos de estabilidade externa e os de estabilidade interna.

Os mecanismos de estabilidade externa consideram o corpo do solo mais o reforço como uma estrutura rígida (um monólito). Assim, as análises desenvolvidas para a verificação dessa estabilidade devem considerar a ruptura por capacidade de suporte da fundação, o tombamento, o deslizamento ao longo da base, os recalques (diferenciais e totais) e cunhas de ruptura circulares externas ao corpo solo-reforço (Figura 3.1).

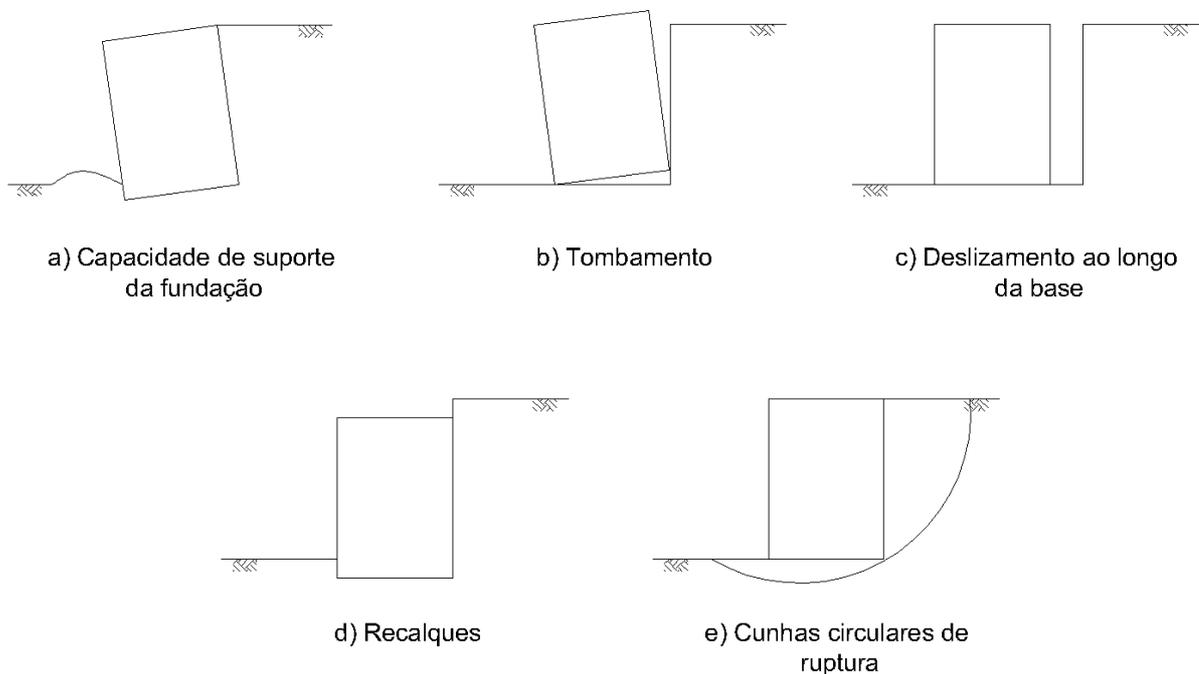


Figura 3.1: Mecanismos de estabilidade externa.

Para a estabilidade interna (conforme BS 8006-1 2010), devem-se verificar a estabilidade local dos elementos de reforço individualmente, o deslizamento sobre superfícies

internas ao corpo da ESR, a ruptura dos reforços, o arrancamento dos reforços, estabilidade das superfícies que passam pelo interior da estrutura de solo reforçado e a deformação local na face.

Avaliando as cunhas de ruptura para os mecanismos da estabilidade interna, identifica-se que haverá a formação de duas zonas delimitadas por uma linha de ruptura que atravessa (parte ou todos) os reforços. A zona ativa é a região que representa a massa de solo que está na iminência de escorregar com o rompimento da estrutura e a zona passiva é a massa de solo que permanecerá sem movimentar com a ruptura., fornecendo resistência ao movimento da zona ativa através do atrito na superfície de ruptura. A aplicação do reforço deverá então ter comprimento mínimo na zona passiva para que possa garantir a transferência das solicitações da zona ativa para a passiva. Assim, a zona passiva contribui ainda mais para a estabilidade do sistema, a depender das características do reforço, como rigidez e resistência, para realizar interação entre solo e reforço necessária para transferir as solicitações.

3.2.5 Características dos Reforços Flexíveis

O reforço incorporado no aterro pode ter composições diversas. Eles podem ser reforços metálicos, como tiras, grelhas ou malhas de aço, podem ser poliméricas, tais como geotêxteis e geogrelhas, ou mesmo podem ser reforços de ancoragem. Especificamente focando, para esse trabalho, no reforço polimérico, considerado um reforço flexível, destacam-se algumas características fundamentais para a determinação do desempenho do reforço na estrutura.

A interação entre solo e reforço, por exemplo, é de extrema importância para que as tensões e deformações possam ser transferidas do solo para o reforço. Essa propriedade é função dos parâmetros do reforço e do solo no qual está inserido, além da relação que esses materiais mantêm entre si. Juntamente com as poropressões, a interação solo-reforço é responsável pela determinação do comprimento de ancoragem do reforço, situado no interior da zona passiva.

Outra característica relevante de reforços poliméricos é a rigidez axial. Por ser um reforço flexível, operando em termos de resistência à tração axial apenas, o estado limite último pode ser atingido por falha da ancoragem ou insuficiência de resistência à tração. Contudo, o estado limite de serviciabilidade também deve ser observado, pois, caso o reforço apresente uma baixa rigidez, a deformação pode ser muito elevada quando o reforço for mobilizado, tornando a estrutura irregular em termos de suas condições de uso.

Além dessas considerações, também é necessário determinar as condições de ambientais e climáticas às quais o reforço estará submetido. As alterações causadas devido a reações químicas e a variação de temperatura podem alterar a resistência do reforço de maneira irreversível, causando a sua ruptura antes do tempo previsto.

3.2.6 Aspectos Relevantes

Para a BS 8006-1 (2010), o desempenho de um solo reforçado vai depender, dentre outros aspectos, das características do solo e de como esse solo é influenciado pelas características e solicitações internas (poro-pressão, por exemplo) e externas (carregamentos, solicitações climáticas, etc.). Além desses, os efeitos do reforço utilizado também tem enorme influência sobre o comportamento da estrutura.

As principais características envolvem os efeitos que afetam as cargas que são mobilizadas nos reforços e que afetam a sua durabilidade. A transferência da carga para o reforço é diretamente influenciada pela resistência do solo ao cisalhamento, definida em termos da coesão efetiva e do ângulo de atrito efetivo, c' e ϕ' (ou da resistência não drenada, c_u , para o caso de solos moles).

A disposição dos reforços no solo também afeta significativamente o desempenho da estrutura. Por vezes, não é necessário utilizar um reforço mais resistente, mas sim reduzir o espaçamento entre as suas camadas dispostas no solo de aterro. Assim, aumenta-se o número de reforços utilizados, contribuindo para com a estabilidade da estrutura.

A Tabela 3.1 apresenta os fatores que influenciam o desempenho da estrutura de solo reforçado.

3.3 Dimensionamento de uma ESRP

3.3.1 Introdução e Considerações Iniciais

Muros e taludes de contenção, portante ou não, reforçados com geossintéticos, devem ser dimensionados de acordo com essa seção (conforme BS 8006-1 2010). Um procedimento adicional deve ser realizado caso a face da ESR tenha seja em blocos de concreto. Para estruturas cuja face está a menos de 20° com a vertical, o dimensionamento pode ser realizado considerando-se face vertical.

Tabela 3.1: Fatores que influenciam o desempenho de uma ESR.

Reforço	Soil	Construção
Composição Durabilidade Forma Propriedades da Superfície Dimensões Resistência Rigidez Fluência ao Carregamento	Tamanho e forma das partículas Granulometria Propriedades Índice Conteúdo do material Durabilidade	Sistema Construtivo Compactação Manuseio
Distribuição dos reforços	Estados dos Solos	Estrutura
Posicionamento Espaçamento Orientação	Densidade Confinamento Estado de tensões Grau de Saturação Drenagem	Geometria Uso final Condições da Fundação

3.3.2 Vida de Serviço

A vida de serviço de ESRP é um dos principais parâmetros a ser considerado no dimensionamento. Na maioria das aplicações, a vida de projeto selecionada para os elementos de reforço pode ser considerada igual a vida de serviço da estrutura. Mas, para algumas outras aplicações, a vida de projeto pode ser menor do que a vida de serviço associada a situação.

Para cada categoria de serviço, devem ser considerados:

- os requisitos de investigação de campo;
- considerações do ambiente e das solicitações;
- requisitos de manuseio, armazenamento e posicionamento dos materiais;
- controle de qualidade;
- margens de segurança apropriados para a categoria da estrutura em questão;
- demolição durante ou no final da vida de serviço.

3.3.3 Fatores de Segurança Parciais

Os fatores de segurança parciais de materiais e de solicitação a serem utilizados para o dimensionamento devem estar de acordo com os valores indicados nas Tabela 3.2, 3.3, 3.4 e 3.5.

Tabela 3.2: Fator de segurança parcial de ramificações econômicas de ruptura possíveis, dependendo da categoria da ESR (adaptado da BS 8006-1 2010).

Categoria	Fator Parcial f_n	Exemplos de estruturas
1 (baixa)	1,0	Muros e Taludes de contenção, com altura menor do que 1,5 m, onde a ruptura iria causar danos mínimos e perda de acesso
2 (média)	1,0	Diques e estruturas onde a ruptura resultaria em danos moderados e perda de serviços
3 (alta)	1,1	Estruturas portantes, suportando rodovias principais ou ferrovias ou construções habitadas, barragens, paredões para proteção costeira ou proteção de canal.

Tabela 3.3: Fatores parciais aplicados nessa seção, com exceção dos fatores parciais de solicitação (adaptado da BS 8006-1 2010).

Fatores Parciais		Estado limite último	Estado limite de serviçabilidade
Fatores parciais de carga	Peso específico do solo	O valor desse fator deve ser escolhido de acordo com as tabelas 4 e 5	
	Cargas mortas externas	O valor desse fator deve ser escolhido de acordo com as tabelas 4 e 5	
	Cargas vivas externas	O valor desse fator deve ser escolhido de acordo com as tabelas 4 e 5	
Fatores parciais do material solo	A ser aplicado a $\tan \phi'_p$	$f_{ms} = 1,0$	$f_{ms} = 1,0$
	A ser aplicado em c'	$f_{ms} = 1,6$	$f_{ms} = 1,0$
	A ser aplicado em c_u	$f_{ms} = 1,0$	$f_{ms} = 1,0$
Fator parcial do material reforço	A ser aplicado a resistência a tração do reforço	O valor desse fator deve ser consistente com o tipo de reforço e a vida de projeto (ver o item 5.3.3 e o Anexo A da BS 8006-1:2010)	
Fatores parciais da interação solo-reforço	Deslizando sobre camada de reforço	$f_s = 1,3$	$f_s = 1,0$
	Para resistência ao arrancamento	$f_p = 1,3$	$f_p = 1,0$
Fatores parciais de segurança	Capacidade de suporte da fundação. A ser aplicado ao q_{ult}	$f_{ms} = 1,35$	NA
	Deslizando ao longo da base da estrutura ou qualquer superfície horizontal cujo contato seja de solo com solo	$f_s = 1,2$	NA

Tabela 3.4: Fatores parciais de solicitação para combinações de cargas associadas a ESR convencionais (adaptado da BS 8006-1 2010).

Efeitos	Combinações		
	A	B	C
Massa de solo reforçado	$f_{js} = 1,5$	$f_{js} = 1,0$	$f_{js} = 1,0$
Massa do aterro contido no topo do solo reforçado	$f_{js} = 1,5$	$f_{js} = 1,0$	$f_{js} = 1,0$
Empuxo do solo atrás da estrutura	$f_{js} = 1,5$	$f_{js} = 1,5$	$f_{js} = 1,0$
Cargas de tráfego: em solo reforçado por trás de solo reforçado	$f_{js} = 1,5$	$f_{js} = 0$	$f_{js} = 0$
	$f_{js} = 1,5$	$f_{js} = 1,5$	$f_{js} = 0$

Descrição das combinações:

Combinação A: essa combinação considera os valores máximos de cada uma das cargas e então, normalmente, gera a maior tensão possível no reforço e na fundação.

Combinação B: essa combinação considera os valores máximos das cargas de tombamento, com o mínimo de peso próprio da estrutura e tráfego majorado. Essa combinação normalmente dita os requisitos para resistência ao arrancamento do reforço e representa o pior caso para deslizamento na base.

Combinação C: Essa combinação considera apenas as cargas mortas sem fatores parciais. Essa combinação é usada pra determinar os recalques da fundação bem como gerar as tensões de reforço para verificar as condições de serviabilidade.

Tabela 3.5: Fatores parciais de solicitação para combinações de cargas associadas a ESRP
(adaptado da BS 8006-1 2010).

Efeitos		Combinações		
		A	B	C
Carga morta da estrutura		$f_{js} = 1,5$	$f_{js} = 1,0$	$f_{js} = 1,0$
Carga morta do aterro acima da estrutura		$f_{js} = 1,5$	$f_{jss} = 1,0$	$f_s = 1,0$
Carga morta da ponte e sapata		$f_f = 1,2$	$f_f = 1,0$	$f_f = 1,0$
Empuxo do solo atrás da sapata		$f_{js} = 1,5$	$f_{js} = 1,5$	$f_{js} = 1,0$
Empuxo do solo atrás da estrutura		$f_{js} = 1,5$	$f_{js} = 1,5$	$f_{js} = 1,0$
Cargas horizontais devido a fluência e encolhimento		$f_f = 1,2$	$f_f = 1,2$	$f_f = 1,0$
Carga de Tráfego		<i>Em toda estrutura $f_q = 1,5$</i>	<i>Atrás da zona reforçada $f_q = 1,5$</i>	
Carga viva vertical da ponte	HA	$f_q = 1,5$	$f_q = 1,5$	
	HA e HB	$f_q = 1,3$	$f_q = 1,3$	
Carga dinâmica de quebra	HA	$f_q = 1,25$	$f_q = 1,25$	
	HA e HB	$f_q = 1,1$	$f_q = 1,1$	
Efeito da temperatura		$f_q = 1,3$	$f_q = 1,3$	

As combinações são iguais aquelas da Tabela 3.4

3.3.4 Dimensões da estrutura

Antes de realizar qualquer análise, deve-se determinar a geometria geral do projeto que será implementado. Essa geometria pode sofrer alterações ao longo do dimensionamento para que sejam atingidas conformações mais econômicas, mas a metodologia de cálculo só pode ser aplicada quando as dimensões da estrutura estiverem bem definidas.

Segundo a norma britânica, as dimensões de uma ESR também tem limitações (Tabela 3.6) que são recomendadas antes de iniciar o cálculo propriamente dito. Essas limitações são definidas em termos da altura H da estrutura, denominada altura mecânica, que é igual a altura

do pé do muro ao ponto de interseção de uma reta que parte do pé to talude e tem inclinação igual a $\arctan 0,3$ em relação a vertical (Figura 3.2).

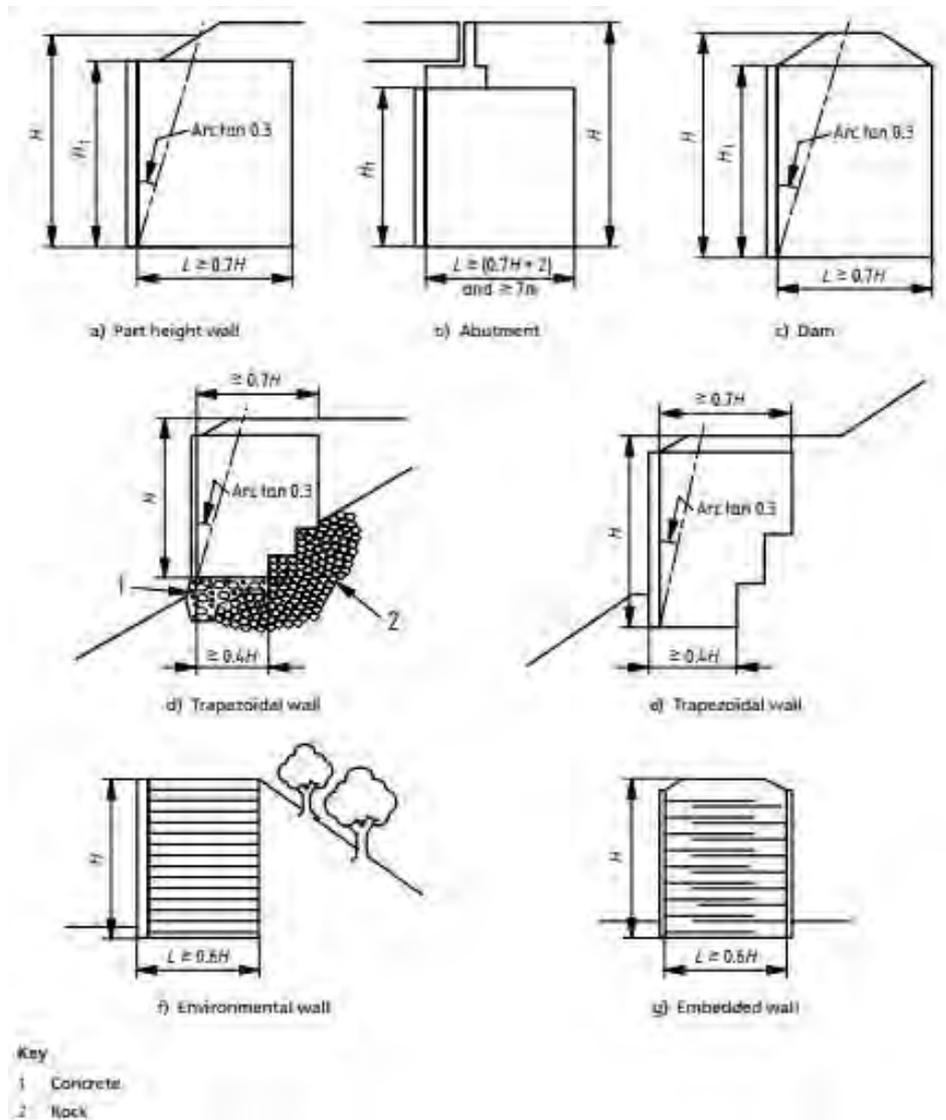


Figura 3.2: Representação da altura mecânica para diferentes configurações geométricas (BS 8006-1 2010)

Tabela 3.6: Dimensões mínimas recomendadas (adaptado da BS 8006-1 2010)

Tipo de Estrutura	Comprimento mínimo do reforço
Muros com função de contenção normal	0,7H (mínimo de 3 m)
Estruturas portantes	0,6H + 2 (mínimo de 7 m)
Muros e portantes trapezoidais	0,7H na metade superior
	0,4H na metade inferior (mínimo de 3 m)
Muros e portantes em degraus	0,7H na metade superior
Muros sujeitos a baixas pressões do aterro	0,6H (mínimo de 3 m)
Muros com alturas pequenas (< 1,5 m)	Sujeito a considerações particulares

Para muros trapezoidais, o espaçamento vertical do reforço

$$L/H < 0,55 : S_v/H \leq 0,125$$

$$0,55 \leq L/H < 0,65 : S_v/H \leq 0,167$$

$$0,65 \leq L/H < 0,75 : S_v/H \leq 0,222$$

Onde,

S_v é o espaçamento vertical entre reforços

L é o comprimento do reforço em qualquer nível

H é a altura da estrutura definida conforme descrito

O pé da estrutura deve ser embutido abaixo da cota do terreno. O embutimento é a profundidade escavada, em relação a cota natural do terreno, para a execução da primeira camada da ESR. Ele é indicado principalmente para evitar que ocorram rupturas locais e para evitar o fenômeno de piping no interior da estrutura, que consiste num processo de erosão tubular regressiva que ocorre em pontos de saída de fluxo (Gomes 2014).

3.3.5 Estabilidade Externa

3.3.5.1 Considerações Gerais

A BS8006-1 2010 recomenda a realização da análise de estabilidade externa antes da interna. É preciso considerar nessa análise os efeitos das solicitações mortas e outras solicitações atuando na estrutura. Para cada um dos mecanismos deve-se realizar verificação da estabilidade da estrutura conforme apresentado a seguir.

3.3.5.2 Tombamento e Capacidade de carga da Fundação

Primeiramente, deve-se realizar a verificação da ruptura por capacidade de carga e o tombamento. Esse processo deve ser feito considerando as solicitações (devidamente fatoradas) atuando no corpo da estrutura de solo reforçado considerando a sua atuação como um corpo rígido. Considerando o polo no pé do muro, deve-se realizar a verificação do tombamento a partir do equilíbrio de forças e de momentos na estrutura. Em seguida, deve ser considerada a distribuição da resultante vertical (MEYERHOF 1965) numa região determinada a partir da consideração da aplicação da resultante vertical num ponto com determinada excentricidade em relação ao eixo central da base da ESR (Equação 3.4), conforme ilustrado na Figura 3.3. A excentricidade é determinada considerando que o ponto de aplicação de R_v é tal que o momento gerado seja igual ao momento gerado por todas as componentes somadas para resultar em R_v .

$$q_r = \frac{R_v}{L - 2e} \quad \text{Equação 3.4}$$

onde,

q_r tensão atuando na base já com aplicação do fator parcial e considerando Meyerhof (1965);

R_v resultante de todas as componentes verticais das cargas já fatoradas;

L é o comprimento do reforço na base do muro;

e é a excentricidade da resultante R_v em relação a linha de centro da base.

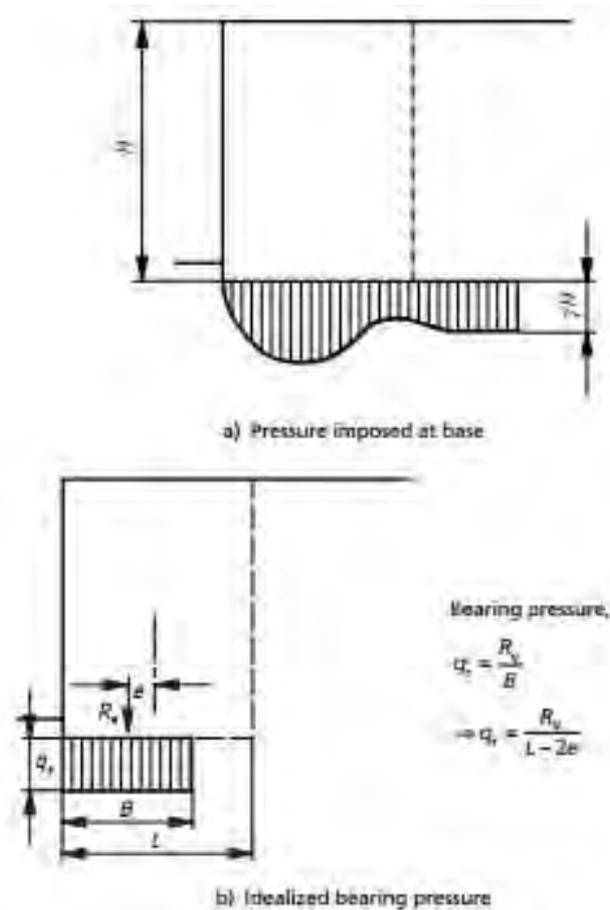


Figura 3.3: Ilustração da distribuição de tensões na base segundo Meyerhof (1965, BS 8006-1 2010).

A capacidade de carga da fundação é então verificada conforme:

$$q_r \leq \frac{q_{ult}}{f_{ms}} + \gamma D_m \quad \text{Equação 3.5}$$

onde,

- q_r é a tensão na base conforme Equação 3.4;
- q_{ult} é a capacidade de carga última do solo de fundação;
- f_{ms} é o fator parcial de materiais aplicado a q_{ult} ;
- γ é a densidade do solo de fundação;
- D_m é a profundidade do embutimento.

3.3.5.3 Deslizamento ao longo da base

A estabilidade ao deslizamento na base da ESR deve ser verificada considerando-se as propriedades do solo mais fraco dentre os solos de fundação e da ESR, e as propriedades do reforço e sua interação com o solo. Para realizar essa verificação, deve-se proceder conforme as equações abaixo:

- para a estabilidade a longo prazo, com deslizamento numa superfície de contato de solo com solo:

$$f_s R_h \leq R_v \frac{\tan \phi'_p}{f_{ms}} + \frac{c'}{f_{ms}} L \quad \text{Equação 3.6}$$

- para a estabilidade a longo prazo, com deslizamento numa superfície de contato de solo com reforço:

$$f_s R_h \leq R_v \frac{a' \tan \phi'_p}{f_{ms}} + \frac{a'_{bc} c'}{f_{ms}} L \quad \text{Equação 3.7}$$

- para a estabilidade a curto prazo, com deslizamento numa superfície de contato de solo com solo:

$$f_s R_h \leq \frac{c_u}{f_{ms}} L \quad \text{Equação 3.8}$$

- para a estabilidade a curto prazo, com deslizamento numa superfície de contato de solo com reforço:

$$f_s R_h \leq \frac{a'_{bc} c_u}{f_{ms}} L \quad \text{Equação 3.9}$$

onde,

f_s fator parcial aplicado ao deslizamento da base;

R_h resultante das forças horizontais (já aplicada a fatoração);

R_v resultante das forças verticais (já aplicada a fatoração);

ϕ'_p ângulo de atrito de pico sob o efeito tensões efetivas;

c' coesão do solo sob o efeito de tensões efetivas;

c_u resistência não drenada do solo;

f_{ms} fator parcial de materiais aplicado a ϕ'_p , c' e c_u ;

L comprimento do reforço na base;

a' é o coeficiente de interação que relaciona o reforço e o solo em termos de ϕ'_p ;

a'_{bc} é o coeficiente de interação que relaciona o reforço e o solo em termos da coesão.

3.3.5.4 Recalque

O recalque total da estrutura de solo reforçado deve ser obtido a partir do efeito combinado do recalque gerado devido ao solo de fundação e à compressão interna do solo reforçado. Como a estrutura tem a habilidade inerente de acomodar os movimentos da fundação, é considerado que a maior influência na estrutura se dará pelo recalque interno da estrutura e pelos recalques diferenciais. Para determinar esses recalques, a norma britânica recomenda o uso da BS EN 14475:2006.

O aspecto mais importante em se estabelecer o recalque é que ele, a depender de sua magnitude, pode influenciar a serviçabilidade da estrutura e também do sistema de drenagem do projeto.

3.3.5.5 Limites de Serviçabilidade e Tolerâncias Construtivas

Como as camadas de uma ESR são carregadas devido aos esforços associados a compactação, deve ser considerada também uma deformação da estrutura ao longo da construção. Considerando esse efeito, a BS 8006-1 2010 estabelece limites que não devem ser ultrapassados até que a obra chegue ao final de sua construção. Esses limites (Tabela 3.7) se referem sobretudo às deformações no topo e na face da estrutura que podem afetar a sua serviçabilidade.

Tabela 3.7: Guia com tolerâncias recomendadas pela BS 8006-1 2010

Característica	Tolerância
Localização do plano da estrutura	± 50 mm
Verticalidade	± 5 mm por metro de altura
Bochechamento (vertical) e tombamento (horizontal)	± 25 mm a cada 4 m

Nota 1: A face de um muro em blocos segmentais é construída recuando-se cada elemento de um certo valor (que depende do bloco utilizado) em relação ao elemento imediatamente abaixo. A verticalidade, nesse caso, deve ser considerando-se esse recuo.

Nota 2: Essa tabela é apenas um guia e não indica que maiores tolerâncias não são satisfatórias

Além disso, esse código também estabelece limites de deformação interna ao ocorrer nos reforços por fluência após o período de construção (durante a vida de serviço) indicados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8: Limites de serviabilidade para deformações internas desenvolvidas após o término da construção

Estrutura	Deformação %
Estruturas Portante com Solo Reforçado	0,5
Estruturas de Solos Reforçados	1,0

3.3.5.6 Superfícies externas de ruptura

Ao realizar a análise, é ideal que todas as superfícies de ruptura sejam analisadas (BS 8006-1 2010). Contudo, são infinitas as cunhas potenciais de ruptura que podem ser analisadas, pois são inúmeras as variáveis na determinação de uma superfície como essa: a forma (circular ou linear), a posição, o raio (para o caso de cunhas circulares), etc.

Ainda assim, uma consideração essencial para a determinação da estabilidade de qualquer estrutura de contenção é a análise de cunhas de ruptura que passam completamente externas a estrutura de contenção. Para isso, devem ser considerados os parâmetros de resistência do solo retido atrás da estrutura - que pode ser diferente em ocasiões de corte de aterro - e os parâmetros do solo de fundação. Além disso, o método de análise e os fatores parciais devem seguir as diretrizes de outra norma, a BS EN 1997-1 2004.

Ademais, caso seja considerada uma ruptura que passa tanto pelo solo de fundação ou solo retido quanto pelos reforços, devem ser usados os fatores de segurança parciais apropriados conforme a BS para aplicação nos parâmetros do reforço.

3.3.6 Estabilidade Interna - Método *Tie Back Wedge*

3.3.6.1 Aspectos Gerais

Além dos mecanismos de estabilidade externa, a estrutura também necessita resistir às solicitações de modo a evitar que ocorram as falhas e rupturas internas, que ocorrem nos reforços. Portanto, para realizar o dimensionamento dos reforços, é necessário considerar os mecanismos de estabilidade supracitados (item 3.3.4) considerando a capacidade de transferência de carga dos reforços, a resistência dos reforços e a capacidade do solo reforçado em suportar a compressão.

Conforme a BS 8006-1 2010, é preciso considerar o tipo de reforço que será considerado para determinar o método que será aplicado para o dimensionamento. Caso o reforço seja inextensível, deve-se usar o método da gravidade coerente. Já para reforços extensíveis, que é o caso das geogrelhas, o método proposto é o método "tie back wedge", cujas especificações de cálculo são apresentadas nos tópicos a seguir.

3.3.6.2 Deslizamento de sobre um plano horizontal interno qualquer

A estabilidade para esse modo de ruptura deve ser considerada em qualquer interface interna a estrutura de solo mais reforço. Dessa maneira, o deslizamento pode ocorrer numa superfície de contato de solo com solo ou de solo com reforço. Para a realização dessa verificação, deve-se proceder da mesma maneira que na verificação do deslizamento na base, para estabilidade externa (item 3.4.5.3), porém considerando os parâmetros referentes ao solo reforçado e ao reforço ao invés daqueles do solo de fundação.

3.3.6.3 Estabilidade local de uma camada de reforço

Para verificar esse mecanismo, considera-se a força de tração máxima T_j que deve ser resistida por cada camada j de reforço individualmente, representando um estado limite último analisado para a estabilidade interna. Essa tração máxima tem valores diferentes, a depender do tipo de material do solo do aterro, e vai depender da somatória, apresentada na Equação 3.10, de todas as solicitações na camada (Figura 3.4).

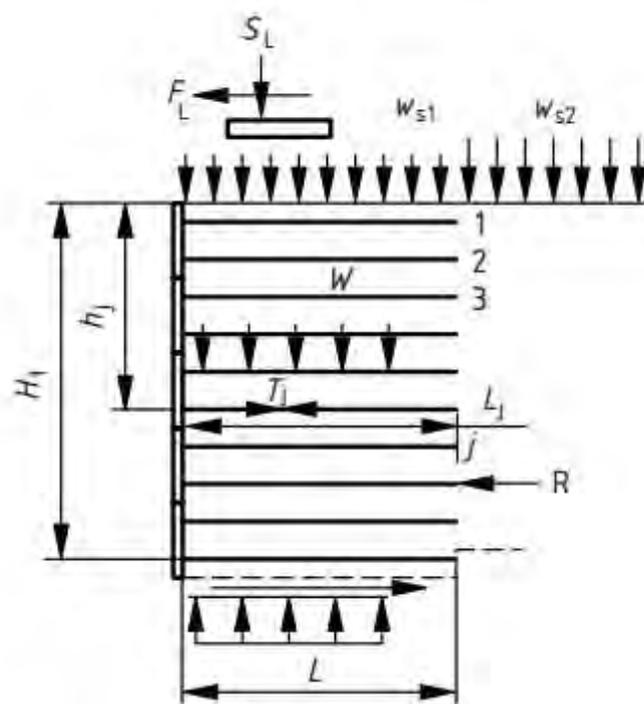


Figura 3.4: Solicitações a serem consideradas para o caso da estabilidade local (BS 8006-1 2010).

$$T_j = T_{pj} + T_{sj} + T_{fj} - T_{cj} \quad \text{Equação 3.10}$$

onde T_{pj} , T_{sj} , T_{fj} e T_{cj} são obtidos da seguinte maneira:

a) Carregamento vertical devido ao peso próprio do solo sobre a camada de aterro e a qualquer outro carregamento que atuem na estrutura (não considerando os carregamentos de sapatas de pontes ou viadutos executadas no topo da estrutura) conforme indica a Figura 3.5:

$$T_{pj} = K_a \sigma_{vj} S_{vj} \quad \text{Equação 3.11}$$

onde,

T_{pj} força de tração por metro devido a peso próprio e carregamentos externos;

K_a coeficiente de empuxo ativo no interior do solo reforçado;

σ_{vj} tensão vertical na camada j de reforço de acordo com distribuição de Meyerhof (1965), apresentada em Figura 3.3;

S_{vj} espaçamento vertical entre reforços na camada j .

b) Carregamento vertical S_L devido aos esforços transferidos no topo do aterro através do apoio direto de uma estrutura como viadutos ou pontes. Para considerar a dispersão dessa carga com o acréscimo da profundidade, deve-se considerar um cone de dispersão de tensão com inclinação de 2 na vertical para 1 na horizontal (Figura 3.6):

$$T_{sj} = K_a S_{vj} \frac{f_f S_L}{D_j} \quad \text{Equação 3.12}$$

onde,

T_{sj} força de tração por metro devido a carga vertical na sapata no topo do aterro;

f_f fator parcial de sollicitação, conforme Tabela 3.5;

S_L força vertical na sapata de fundação da estrutura no topo do aterro;

D_j largura da base do cone de espalhamento da carga da sapata (Figura 3.6).

c) carga cisalhante F_L que atua no contato entre sapata e solo, também devido aos esforços transferidos no topo do aterro através do apoio direto de uma estrutura como viadutos ou pontes (Figura 3.7):

$$T_{fj} = 2S_{vj} f_f F_L Q (1 - h_j Q) \quad \text{Equação 3.13}$$

$$Q = \frac{\tan(45^\circ - \phi'_p/2)}{d + b/2} \quad \text{Equação 3.14}$$

onde,

T_{fj} força de tração por metro devido a carga horizontal na sapata no topo do aterro;

F_L força horizontal na sapata de fundação da estrutura no topo do aterro;

h_j altura do topo do aterro até a j -ésima camada de reforço;

Q componente geométrica auxiliar;

d distância do eixo da sapata a borda superior do aterro (Figura 3.7);

b largura da base da sapata (Figura 3.7).

d) Efeito da coesão no reforço (T_{cj}):

$$T_{cj} = 2S_{vj} \frac{c'}{f_{ms}} \sqrt{K_a} \quad \text{Equação 3.15}$$

$$T_{pj} - T_{cj} \geq 0,5\gamma_w S_{vj} \left(h_j + \frac{f_{fs} W_s}{\gamma_1} \right) \quad \text{Equação 3.16}$$

onde,

T_{cj} alívio na força de tração por metro devido ao efeito da coesão do solo;

f_{ms} fator parcial de materiais aplicado a c' ;

c' coesão efetiva;

γ_w peso específico da água;

f_{fs} fator parcial de sollicitação aplicado a cargas mortas;

W_s sobrecarga morta;

γ_1 peso específico do solo reforçado.

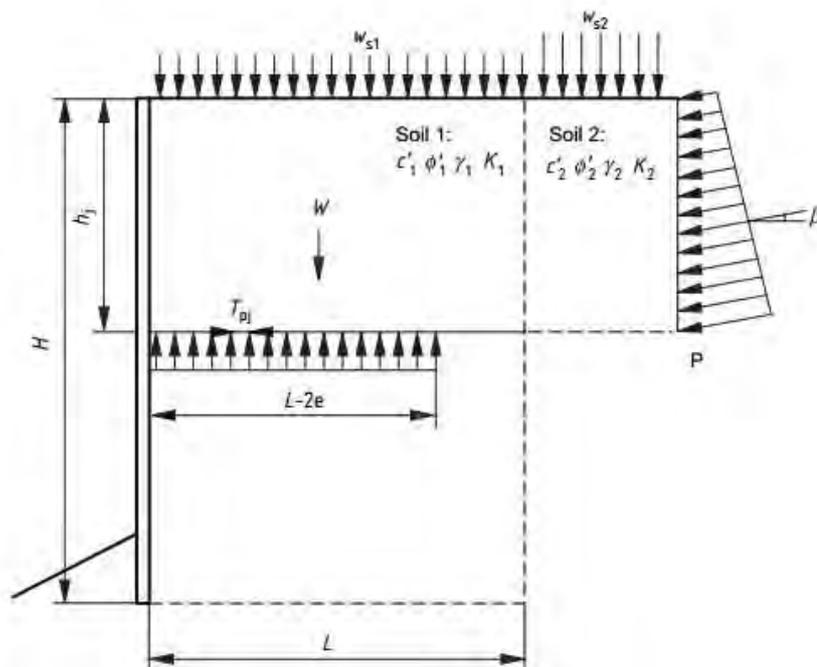


Figura 3.5: Tensões impostas devido a peso próprio e outros carregamentos externos ($\beta = 0$ para o método do *Tie Back Wedge*) (BS 8006-1 2010).

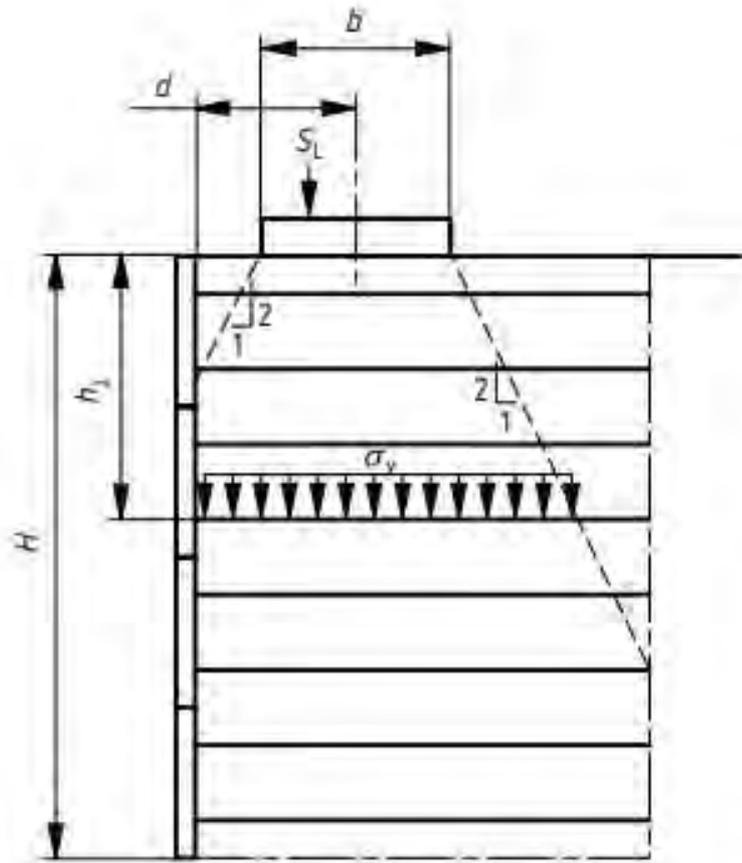
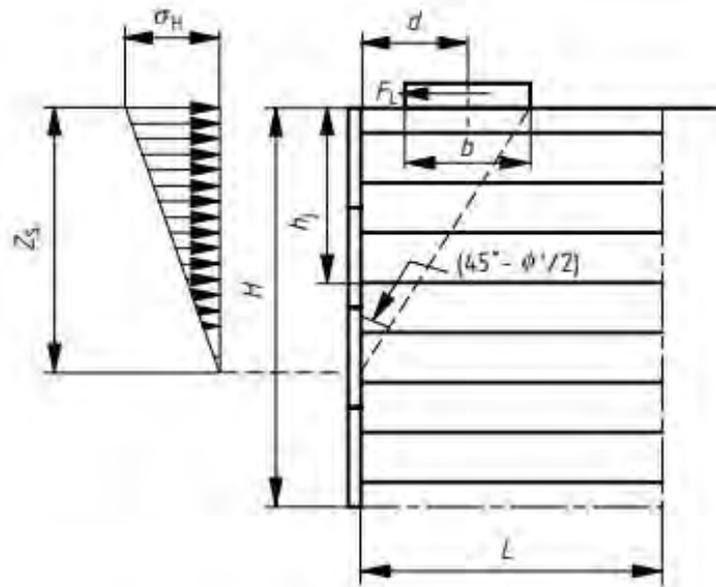


Figura 3.6: Dispersão de uma carga vertical no solo reforçado (BS 8006-1 2010).



$$z_s = \frac{d+b/2}{\tan(45^\circ - \phi'/2)} \quad \sigma_h = \frac{2F_L \tan(45^\circ - \phi'/2)}{d+b/2}$$

Figura 3.7: Dispersão de uma carga horizontal no solo reforçado (BS 8006-1 2010).

Calculada a força T_j que deve ser resistida por camada, realiza-se a verificação da estabilidade por ruptura e por arrancamento do reforço. Esses mecanismos são analisados através da Equação 3.17 e da Equação 3.18, respectivamente:

$$\frac{T_D}{f_n} \geq T_j \quad \text{Equação 3.17}$$

$$\frac{\mu L_{ej}(f_{fs}\gamma_1 h_j + f_s w_s)}{f_p f_n} + \frac{a'_{bc} c' L_{ej}}{f_{ms} f_p f_n} \geq T_j \quad \text{Equação 3.18}$$

$$\mu = \frac{a' \tan \phi'_p}{f_{ms}} \quad \text{Equação 3.19}$$

onde,

- T_D resistência a tração de projeto do reforço;
- f_n fator parcial que considera as ramificações econômicas de ruptura (Tabela 3.2);
- f_{fs} fator parcial de sollicitação aplicado ao peso próprio;
- f_s fator parcial de sollicitação aplicado a sobrecarga externa;
- f_p fator parcial de arrancamento do reforço;
- γ_1 peso específico do solo de aterro;
- w_s sobrecarga devido a cargas mortas apenas;
- L_{ej} comprimento do reforço na zona passiva (segundo Figura 3.8);
- a'_{bc} coeficiente de interação entre solo e reforço referente a coesão;
- f_{ms} fator parcial de materiais aplicado a ϕ'_p e c' ;
- a' coeficiente de interação entre solo e reforço referente ao ângulo de atrito;
- ϕ'_p ângulo de atrito efetivo do solo.

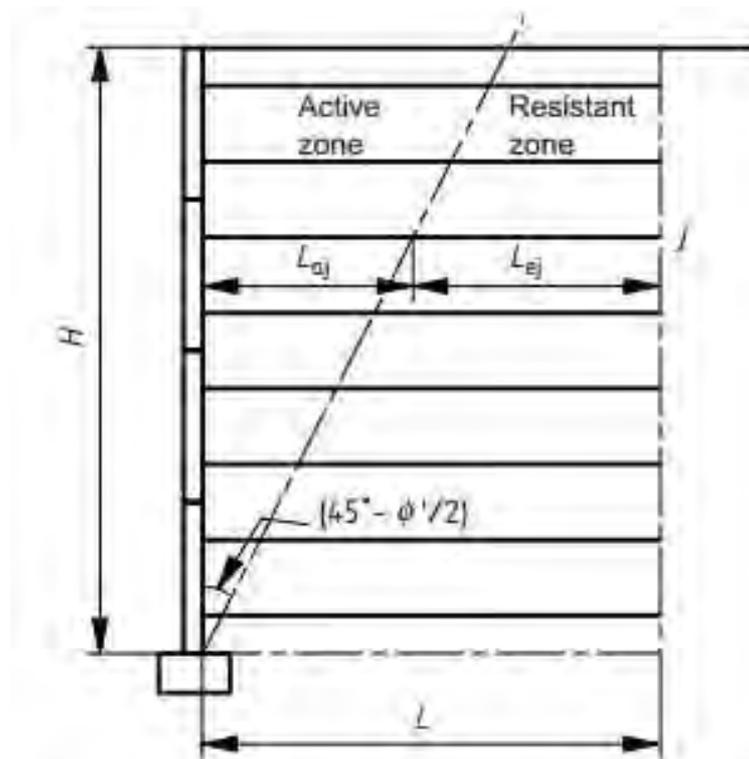


Figura 3.8: Esquema para consideração da cunha na verificação local de estabilidade por arrancamento (BS 8006-1 2010).

3.3.6.4 Estabilidade da cunha

As cunhas de ruptura podem assumir diversos formatos e tamanhos diferentes, conforme indica a BS 8006-1 2010. Deve-se avaliar a cunha de ruptura que mais vai solicitar os reforços no interior do solo. Especificamente no método do *Tie Back Wedge*, a cunha proposta tem formato linear. Além dessa suposição de cálculo, algumas outras são consideradas pela norma:

- a cunha não pode terminar na base da sapata;
- os esforços envolvidos no cálculo (Figura 3.9) são determinados a partir das equações de equilíbrio no sentido vertical e horizontal (perpendiculares).

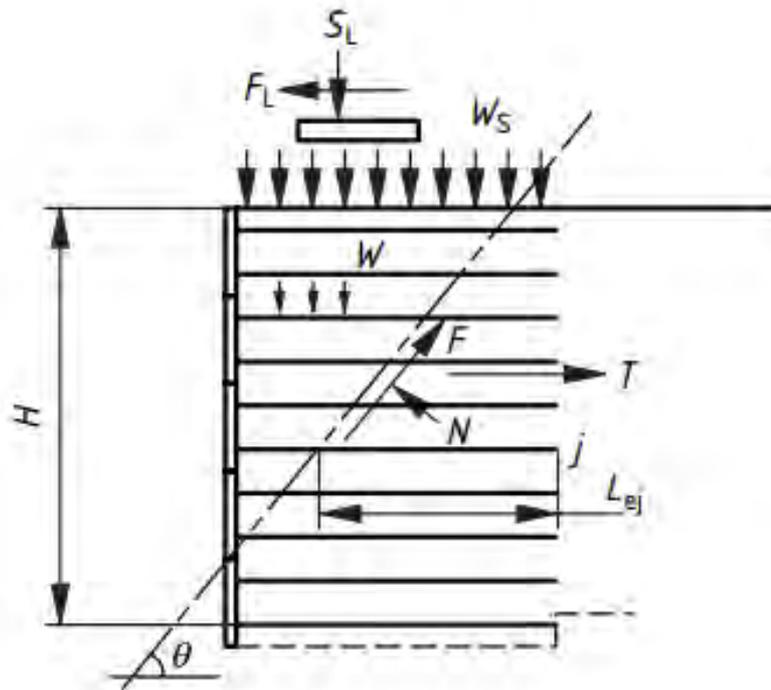


Figura 3.9: Forças consideradas para o cálculo da estabilidade interna da cunha (BS 8006-1 2010).

Após determinar, pelo somatório de forças verticais e horizontais, o valor da tração total T mobilizada nas geogrelhas, verifica-se a estabilidade interna dos reforços que a cunha atravessa. A verificação é realizada analisando-se a ruptura e o arrancamento do reforço conforme:

$$\sum_{j=1}^m \left[\frac{T_D}{f_n} \right] \geq T_j \quad \text{Equação 3.20}$$

$$\sum_{j=1}^m \left[\frac{\mu L_{ej} (f_{fs} \gamma_1 h_j + f_s w_s)}{f_p f_n} + \frac{\alpha'_{bc} c' L_{ej}}{f_{ms} f_p f_n} \right] \geq T_j \quad \text{Equação 3.21}$$

3.3.6.5 Estado limite de Serviabilidade

Os mecanismos de serviabilidade após a construção também devem ser considerados quando realiza-se o dimensionamento de uma ESR. Os fatores que influenciam a serviabilidade e que devem verificados são a deformação devido a fluência do reforço e a deformação a fluência de solos saturados com presença de muitos fino. É importante

considerar as curvas isócronas do material polimérico para determinar a sua deformação ao longo do tempo (Figura 3.10).

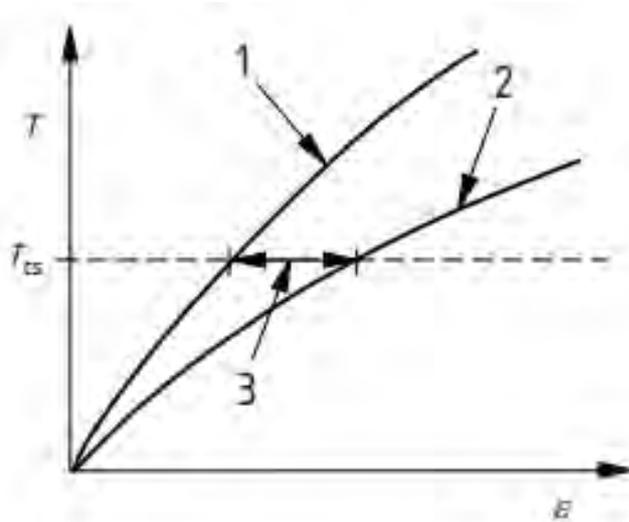


Figura 3.10: Deformação causada devido a fluência em reforços poliméricos - Serviciabilidade (BS 8006-1 2010).

4 ESTUDO DE CASO - VIADUTO DE ACESSO AO AEROPORTO DO MUNICÍPIO DE JAGUARUNA

4.1 Introdução

A obra estudada é uma estrutura de contenção portante realizada em município da região sul do país. A estrutura implementada é composta por solo reforçado com geogrelhas de PVA e face em blocos segmentais. Este item apresenta os aspectos relacionados à obra e sua instrumentação e valores medidos.

4.2 A Obra

4.2.1 Projeto Geométrico

No município de Jaguaruna, SC, a presença de uma linha férrea atravessando a estrada de acesso ao aeroporto da região impedia o elevado tráfego previsto nas imediações do local. Por tal razão, projetou-se um viaduto que atravessaria a ferrovia por cima de suas instalações. A obra foi iniciada em março de 2011 e finalizada no início do mês de dezembro do mesmo ano. As Figuras 4.1 e 4.2 apresentam respectivamente uma vista aérea da obra e uma vista geral da estrutura portante em construção.



Figura 4.1: Foto de satélite da localização da obra (Fonte: Google Earth).

Para reduzir custos com a fundação da obra de arte e evitar possíveis recalques diferenciais entre o tabuleiro e a rodovia, projetou-se a construção de dois muros portantes paralelos a linha férrea. Esses muros foram concebidos com a utilização de unidades de concreto (Blocos Terrae), compondo a face, e elementos poliméricos de reforço do material de aterro (as geogrelhas Fortrac MP).



Figura 4.2: Vista Geral da estrutura de solo reforçado realizada.

O projeto geométrico (Figura 4.3 e Figura 4.4) do viaduto indica que sua construção foi realizada com 20 m de luz com a locação do pé dos muros nas estacas 1+378 e 1+398, segundo o eixo da rodovia. O eixo da rodovia que passa no topo das estruturas reforçadas com geogrelhas forma um ângulo de 72° com o eixo da ferrovia que passa por debaixo.

Dos dois muros executados, o único que foi instrumentado foi aquele localizado na estaca 1+378. Esse muro tem uma altura livre de 6,2 m e um embutimento de 1,5m. A sapata está apoiada no muro na cota de 5,6 m, com uma base total de 2 m executada a 1 m de distância da borda do muro.

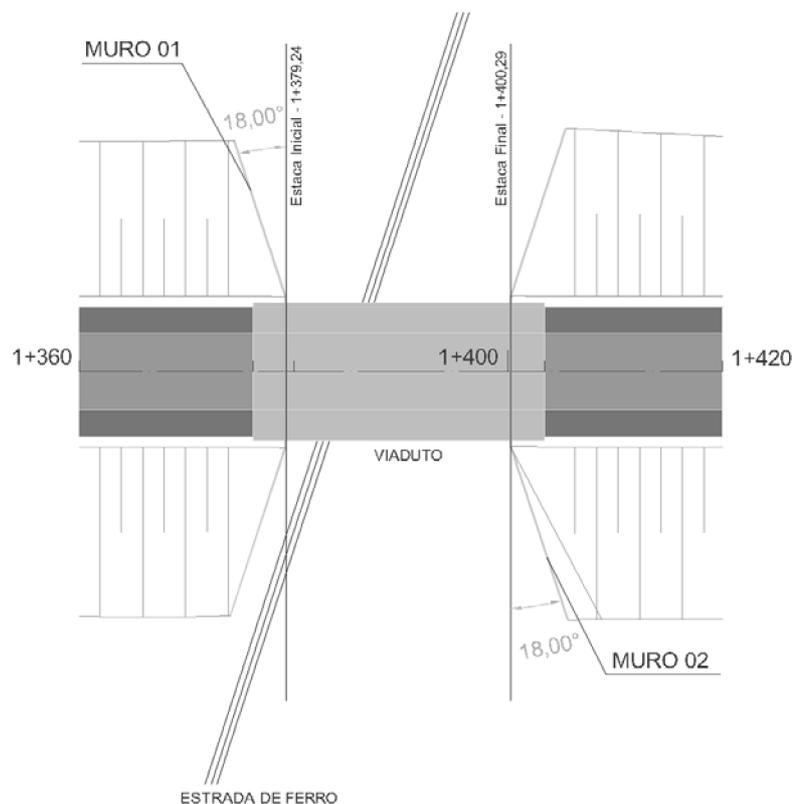


Figura 4.3: Vista Superior do projeto dos Muros Portantes.

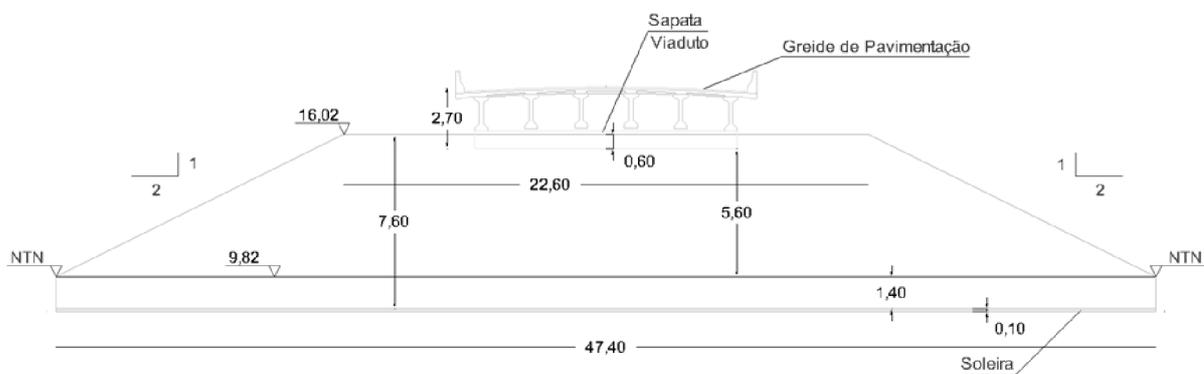


Figura 4.4: Vista Frontal do Muro Portante instrumentado.

O reforço do muro foi realizado com a colocação de 8 geogrelhas de 200 kN/m de resistência a tração nominal mais 7 outras de 110 kN/m de resistência a tração nominal, todas elas com comprimento de 7 m mais uma dobra de um metro na face, totalizando 8 m por reforço. As primeiras geogrelhas, de 200 kN/m (parcela inferior do muro), estão espaçadas de 60 cm entre si e as demais (110 kN/m e parcela superior), de 40 cm entre si. Esses reforços

poliméricos são compostos por PVA, material de elevada rigidez com deformação de ruptura inferior a 5%.

O esquema do muro conforme construído é apresentado na Figura 4.5. Pode-se observar nessa figura os detalhes da instalação dos reforços e as cotas associadas ao projeto.

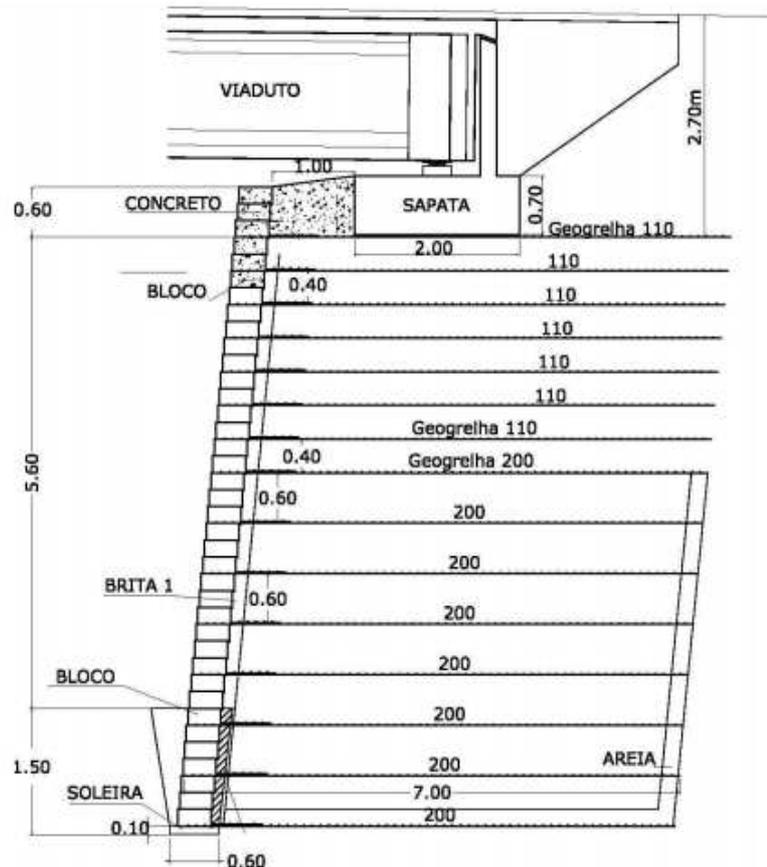


Figura 4.5: Seção transversal do muro de acordo com *as built*.

4.2.2 Detalhamento Executivo

A execução do projeto foi dividida entre duas etapas. A primeira etapa foi a da execução do muro, realizada durante os meses de março, abril e maio de 2011, por um período de aproximadamente 90 dias corridos. Posteriormente, realizou-se a construção da estrutura do viaduto, iniciada em outubro e finalizada no início de dezembro, também do ano de 2011.

Para a realização do aterro dos muros, foi utilizado um solo de uma jazida próxima, composto por areia fina, com pouco silte e sem plasticidade. Esse solo foi aplicado no local da obra para compactação das camadas, realizadas a cada 20 cm. A compactação do aterro foi realizada com a utilização de rolo liso, cujo peso estático é de 12 toneladas e o peso dinâmico

é de 18 toneladas. A largura do equipamento é de 2,13 m, o que resulta numa pressão operacional de 85 kN/m².

As camadas, já mencionadas, foram compactadas a cada 20 cm. A compactação delas se deu a uma umidade ótima de 12 % (desvio máximo de 2 %) e o peso específico seco atingido pelo solo compactado é de 17,6 kN/m³. Com o devido controle de qualidade da compactação realizado em campo, esses valores foram obtidos com um grau de compactação na ordem de 99 a 100 % do proctor normal para toda a obra.

4.2.3 Reforços Adotados

Para reforçar o aterro, o projeto previu a utilização de reforços com dois níveis de resistência à tração nominal na direção longitudinal: 200 kN/m e 110kN/m. Foram adotadas geogrelhas tecidas de PVA com comportamento tensão deformação ilustrado na Figura 4.6, que apresenta isócronas de ensaio rápido e de ensaios de fluência até 114 anos.

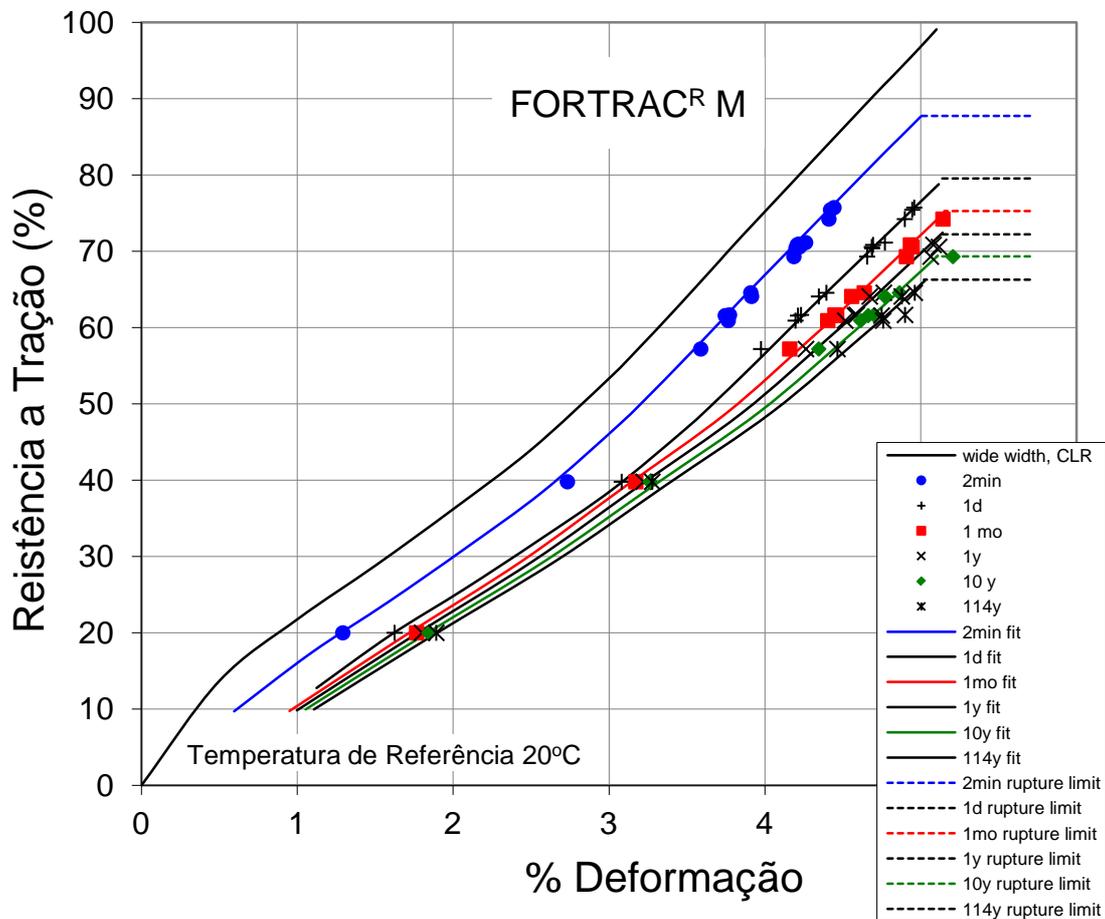


Figura 4.6: Gráfico tensão-deformação para as geogrelhas de PVA utilizadas na obra

O fabricante da geogrelha disponibiliza equações referentes ao comportamento em fluência sob tração para vários períodos de tempo. As equações 4.1 a 4.3 representam os comportamentos para os tempos de 1 dia, 1 mês e 1 ano, respectivamente:

$$y = -0,0294x^5 + 0,1833x^4 + 0,3753x^3 - 2,9612x^2 + 18,343x \quad \text{Equação 4.1}$$

$$y = -0,1061x^5 + 1,3432x^4 - 5,8366x^3 + 10,993x^2 + 4,7398x \quad \text{Equação 4.2}$$

$$y = -0,0408x^5 + 0,5815x^4 - 2,8785x^3 + 6,6147x^2 + 6,1323x \quad \text{Equação 4.3}$$

4.3 Instrumentação

4.3.1 Disposição dos Equipamentos de Monitoramento

Nessa obra, o muro instrumentado foi aquele locado na estaca 1+378, que pode atingir até 6 m de altura livre. O monitoramento desse muro consistiu na determinação das medidas de deslocamento na face e das cargas mobilizadas em uma das geogrelhas do aterro.

Para realizar as medidas de deslocamento do muro, foram utilizados equipamentos de medida direta tipo *tell-tales* e levantamento topográfico. Os *tell-tales* são constituídos de barras de aço de 4,2 mm de diâmetro com elevada rigidez e supostas indeformáveis, revestidas por um tubo plástico com graxa em seu interior para não haver atrito entre as barras e o solo (não há fricção entre as barras e o tubo de PVC e, portanto, evita-se que o deslocamento medido seja influenciado pela interação do instrumento com o solo). Cada conjunto desse equipamento é constituído por 4 barras com comprimentos iguais a 1,0 m, 2,0 m, 3,0 m e 7,0 m (Figura 4.7), além de um comprimento adicional de 30 cm para ancoragem das barras na extremidade localizada no interior do aterro e outros 20 cm de folga na face do muro.

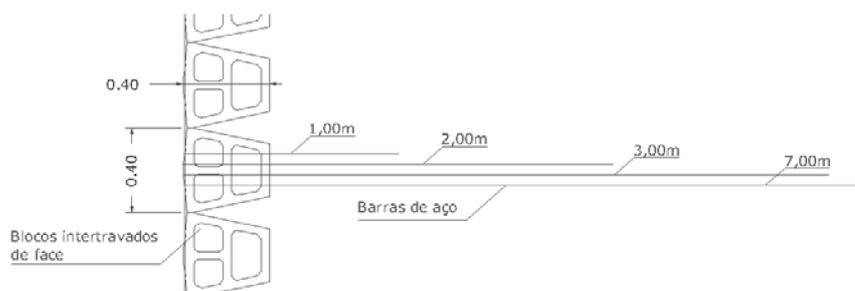


Figura 4.7: Vista superior esquemática de *tell-tales*.

As cotas de medição, onde foram posicionados os *tell-tales* e onde foram realizadas as leituras topográficas foram de 0,4 m e de 4,4 m acima da cota do terreno, representando os planos abaixo dos blocos 10 e 30 do muro, respectivamente. Para realizar essa medição, mediram-se os comprimentos das pontas livres das barras de aço com um paquímetro (precisão de 0,05 mm). Ou seja, a medição foi realizada medindo-se a distância de um ponto fixo na ponta livre das hastes até a face do bloco do muro. O levantamento topográfico foi realizado apenas com a finalidade de aferir os resultados obtidos com a outra medição, não havendo e não foram fornecidos para o estudo deste trabalho.

O outro equipamento instalado nessa obra para coletar dados de carga mobilizada nas geogrelhas foram as células de carga do tipo carretel. A fim de medir a carga mobilizada na geogrelha, foram posicionados cinco pares de células de carga, conforme indica a Figura 4.7, na cota 4,8 m (plano abaixo do bloco 32) acima do terreno e distanciados de 0,75 m, 1,75 m, 2,40 m, 3,40 m e 4,35 m da face externa dos blocos segmentais que compõem a fachada do muro. As células foram fixadas a geogrelha através de um sistema articulado projetado para que apenas esforços de tração/compressão sejam registrados pelos sensores, sendo apenas a tração esperada para esses geossintéticos. Os pares de células de carga foram posicionados de modo que a seção instrumentada tive-se 50 cm de largura e 25 cm de comprimento (Figura 4.8).



Figura 4.8: Detalhe da seção instrumentada e os cinco pontos onde as células de carga estão posicionadas.

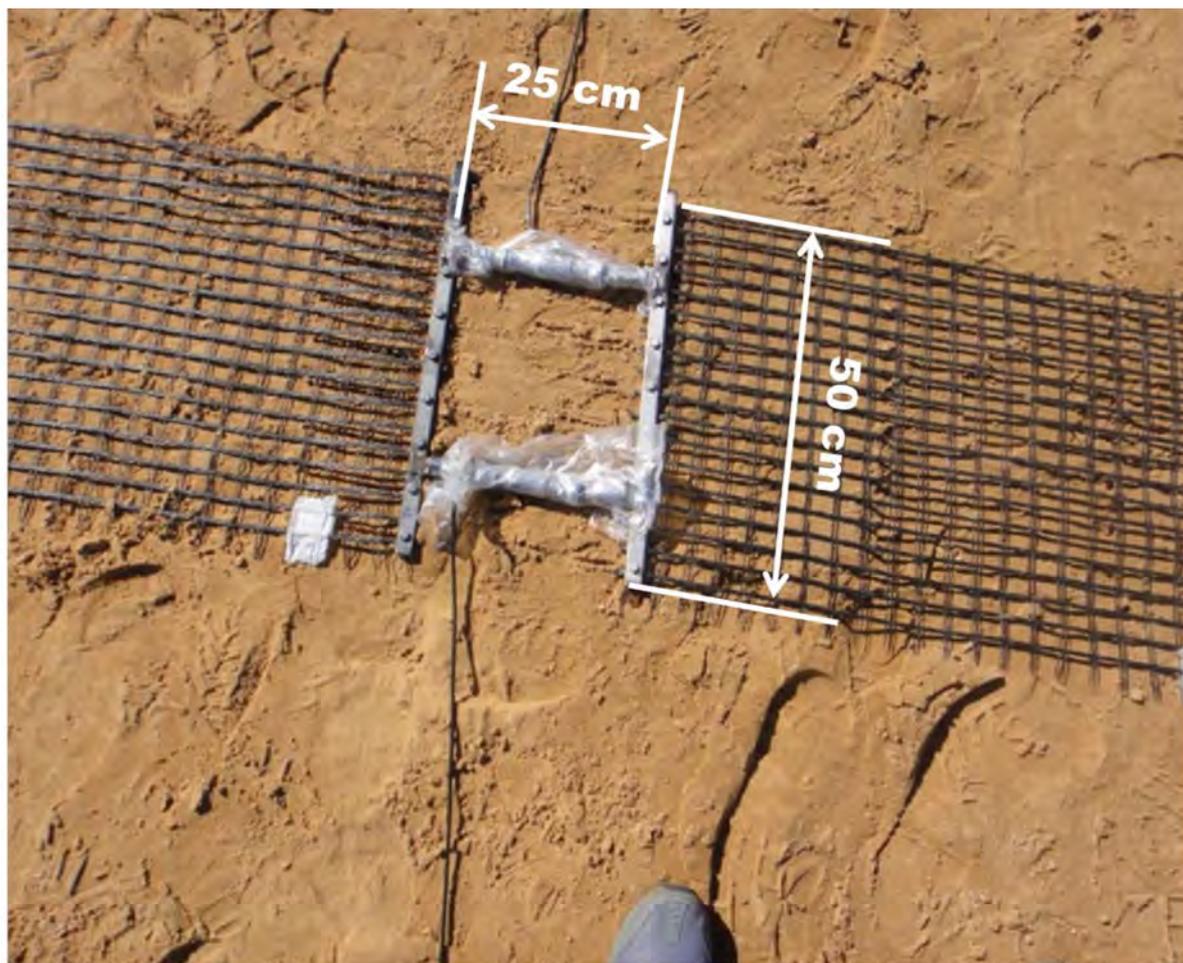


Figura 4.9: Foto da célula de carga utilizada.

As células medem o valor da carga a partir de um sistema de extensômetros elétricos de resistência que são ligados a um circuito elétrico composto por uma ponte de Wheatstone. O esforço mecânico gerado causa uma deformação nos extensômetros que acusam, por um impulso elétrico, a magnitude dessa extensão. Com isso, e estando o equipamento de medição devidamente calibrado, é possível determinar a intensidade da carga mobilizada no instrumento.

A configuração da instrumentação pode ser melhor compreendida a partir do esquema da seção transversal representada na Figura 4.9:

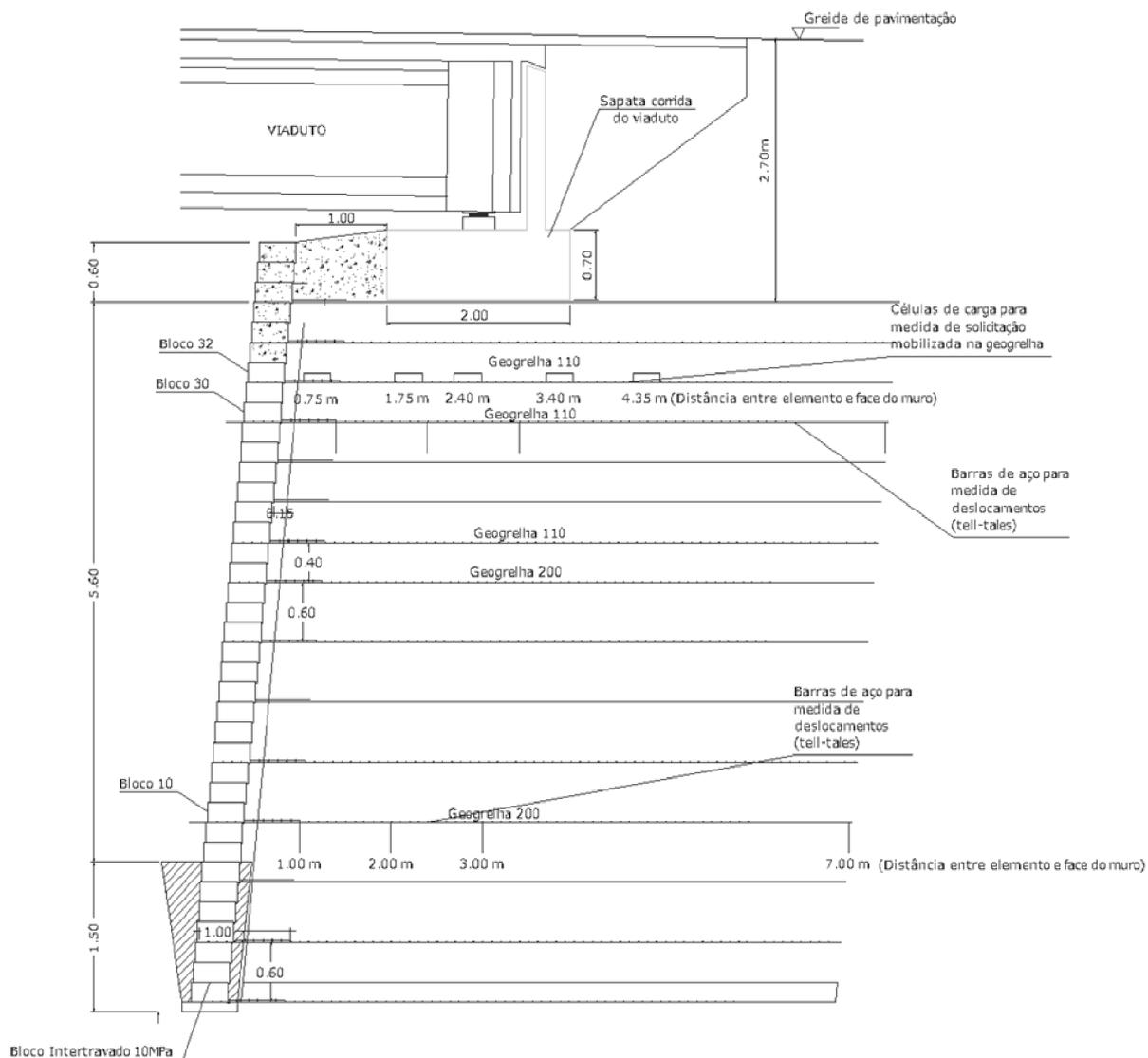


Figura 4.10: Detalhamento da instrumentação - Vista da seção transversal.

4.3.2 Resultados da Instrumentação

Conforme supracitado, os equipamentos de medição utilizados foram os *tell-tales* e as células de carga (além do levantamento topográfico, cuja finalidade foi apenas de aferir medições do das barras de ferro). A finalidade da aplicação desses dois tipos de instrumento é a de determinar as deformações e carga desenvolvidas na geogrelha durante a construção do muro portante.

Para obter o comportamento do muro, os deslocamentos do muro foram medidos com paquímetro em relação a um ponto fixo na face do muro nos dias 17, 19 e 22 de março, 20,

23, 24, 27, 28 de maio e 20 de junho durante a etapa de construção. Além desses dias, também foram realizadas outras quatro leituras no dia 20 de dezembro, após a execução do viaduto apoiado sobre a estrutura de contenção. Dessas quatro medições, duas delas foram realizadas sem cargas adicionais e as outras duas foram realizadas com carregamento de um caminhão. A carga do viaduto (estrutura mais o pavimento) diretamente aplicada no aterro através da sapata é de 113 kN/m² e a carga do viaduto e do caminhão juntas medem 123 kN/m². Os deslocamentos para as 4 barras de ferro nos blocos 10 e 30 são apresentados nas Tabela 4.1 e Tabela 4.2 abaixo.

Tabela 4.1: Deslocamentos medidos nas hastes localizadas abaixo do 10° bloco.

Data	Cam. Aterro	<i>deslocamento na haste de 1m</i>	<i>deslocamento na haste de 2m</i>	<i>deslocamento na haste de 3m</i>	<i>deslocamento na haste de 7m</i>
dd/mm/aa	(n°)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
17/03/11	10°				
19/03/11	15°	0,5	0,0	0,0	0,0
22/03/11	18°	-0,5	0,0	-1,0	-1,0
20/05/11	25°	-1,5	-1,0	-1,5	-3,0
23/05/11	27°	0,0	-0,5	-0,5	0,0
24/05/11	29°	0,0	-1,0	0,0	0,0
27/05/11	29°	0,0	-0,5	-0,5	0,0
27/05/11	31°	0,0	0,0	0,0	0,0
28/05/11	31°	0,0	0,0	-0,5	0,0
28/05/11	32°	0,0	0,0	0,0	0,0
20/06/11	35	0,0	-0,3	-0,3	-1,3
20/12/11	Viaduto sem carga	0,1	-5,8	-9,0	-9,9
		1,1	-0,1	0,0	-0,2
20/12/11	Viaduto c/carga	-1,3	-0,1	-0,2	0,1
		0,7	0,4	-0,1	0,1

Tabela 4.2: Deslocamentos medidos nas hastes localizadas abaixo do 30 ° bloco.

Data	Cam. Aterro	<i>deslocamento na haste de 1m</i>	<i>deslocamento na haste de 2m</i>	<i>deslocamento na haste de 3m</i>	<i>deslocamento na haste de 7m</i>
dd/mm/aa	(n°)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
27/05/11	29°				
27/05/11	31°	-4,0	-4,0	-6,5	-6,0
28/05/11	31°	2,5	-1,0	-1,0	-2,0
28/05/11	32°	-0,5	0,0	-0,5	0,0
20/06/11	35	-3,0	-2,0	-3,7	-6,5
20/12/11	Viaduto sem carga	-1,7	-4,7	-7,7	-17,7
		0,0	0,0	0,3	0,7
20/12/11	Viaduto c/carga	0,0	0,0	0,6	-0,5
		0,0	-0,2	0,0	0,3

Além de medir os deslocamentos, também foram determinadas as cargas mobilizadas nas geogrelhas através das células de carga. As leituras foram feitas em três etapas: ao instalar a camada instrumentada (leitura é nula nesse ponto); ao final da construção do muro de contenção; após execução do tabuleiro apoiado sobre muro em blocos segmentais. Os dados gerados a partir das células de carga são apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3: Solicitações nas geogrelhas a partir das leituras das células de carga (aplicadas as constantes de calibração).

Data da leitura	Carga medida em KN/m					Situação do aterro
	0,75 m	1,75 m	2,40 m	3,40 m	4,35 m	
27/05/2011	0	0	0	0	0	Leitura zero instalação da geogrelha instrumentada
20/06/2011	0.620	1.542	1.250	0.864	0.594	Muro acabado com 5 (cinco) fileiras de blocos acima da geogrelha
20/12/2011	1.894	6.028	5.340	4.810	2.102	Viaduto já instalado sobre o aterro
20/12/2011	1.903	6.036	5.368	4.890	2.090	Caminhão posicionamento no viaduto sobre a seção instrumentada
20/12/2011	1.888	6.044	5.376	4.896	2.082	Idem após 30 minutos

4.3.3 Análise da instrumentação

Para estudar os deslocamentos apresentados nos tell-tales, considerou-se que a haste de 7 m está parada e que os deslocamentos medidos a partir dela são na verdade os deslocamentos da face do muro (Tabela 4.4 e Tabela 4.5). Essa consideração foi feita principalmente, pois ao analisar os resultados da medição, observa-se que a haste de 7 m foi a que mais se deslocou para dentro do muro (deslocamento relativo ao muro). Contudo, o maior deslocamento tem baixa probabilidade de ter ocorrido nessa haste, uma vez que as solicitações são bem maiores na frente da massa de solo reforçada.

Assim, devido aos dados da instrumentação que foram fornecidos, parte-se da premissa de que a face também se deslocou e que o ponto a 7 m não se mexeu ao longo do tempo de construção. A partir disso, pode-se determinar os deslocamentos de cada uma das outras hastes em relação ao deslocamento do muro.

Tabela 4.4: Deslocamentos acumulados nas hastes e muro na altura do 10° bloco, considerando a haste de 7 m sem deslocar.

Data	Cam. Aterro		Deslocamento acumulado do muro (mm)	Deslocamento acumulado da haste 1 (mm)	Deslocamento acumulado da haste 2 (mm)	Deslocamento acumulado da haste 3 (mm)
	(n°)	(kN/m2°)				
17/03/11	10°	0°				
19/03/11	15°	20	0,0	0,5	0,0	0,0
22/03/11	18°	32	1,0	1,0	1,0	0,0
20/05/11	25°	60	4,0	2,5	3,0	1,5
23/05/11	27°	68	4,0	2,5	2,5	1,0
24/05/11	29°	76	4,0	2,5	1,5	1,0
27/05/11	29°	76	4,0	2,5	1,0	0,5
27/05/11	31°	88	4,0	2,5	1,0	0,5
28/05/11	31°	88	4,0	2,5	1,0	0,0
28/05/11	32°	92	4,0	2,5	1,0	0,0
20/06/11	35	106	5,3	3,8	2,0	1,0
20/12/11	Viaduto sem carga		15,2	13,8	6,1	1,9
			15,4	15,1	6,2	2,1
20/12/11	Viaduto c/carga		15,3	13,7	6,0	1,8
			15,2	14,3	6,3	1,6

Tabela 4.5: Deslocamentos acumulados nas hastes e muro na altura do 30° bloco, considerando a haste de 7 m sem deslocar.

Data	Cam. Aterro		Deslocamento acumulado do muro (mm)	Deslocamento acumulado da haste 1 (mm)	Deslocamento acumulado da haste 2 (mm)	Deslocamento acumulado da haste 3 (mm)
	(n°)	(kN/m2)				
27/05/11	31°	4	6,0	2,0	2,0	-0,5
28/05/11	31°	4	8,0	6,5	3,0	0,5
28/05/11	32°	8	8,0	6,0	3,0	0,0
20/06/11	35	20	14,5	9,5	7,5	2,8
20/12/11	Viaduto sem carga		32,2	25,5	20,5	12,8
			31,5	24,9	19,9	12,4
20/12/11	Viaduto c/carga		32,0	25,3	20,3	13,5
			31,6	25,0	19,8	13,2

Observa-se dos resultados dos instrumentos, um movimento para o exterior bem mais acentuado nas camadas superiores, já significativo durante a fase construtiva e que se acentuou com a colocação do viaduto.

Em relação à verticalidade, os deslocamentos do 30°.bloco durante a construção das cinco camadas superiores (último metro), chegaram a 14,5 mm, valor bem superior ao limite de 5mm recomendado pela BS 8006-1 (ver Tabela 3.7). Mesmo considerando-se algum problema na medida ou colocação do referencial, pois com um bloco colocado tem-se 6mm

de deslocamento, a diferença, 8,5mm é superior ao limite recomendado. Em relação à deformada da face (bochecha), o valor observado ao atingir a altura máxima estava abaixo do máximo (25mm a cada 4m) mas acabou ficando superior após a colocação do viaduto.

Outro aspecto a salientar é que os valores medidos apresentavam variações mesmo sem ter variação da carga aplicada (veja por exemplo as medidas entre o dia 27 e 28 de maio, que apresentam 2mm de deslocamento ocorridos entre uma medida provavelmente feita ao terminar e outra feita no dia seguinte antes de compactar a próxima. Durante estas horas deformações por fluência ou variação na coesão aparente poderiam ser possíveis explicações para o deslocamento observado.

Uma análise aproximada para avaliar a ordem de grandeza dos deslocamentos na previstos em função das solicitações em tração medidas na geogrelha (Tabela 4.3) indicam valor total de cerca de 9 mm, considerando a Equação 4.1. O deslocamento medido na face do muro indicou por volta de 30 mm de deslocamento, bem superior ao valor de deslocamento relacionado à solicitação de tração medida. Sem uma informação detalhada sobre o ocorrido ao longo da execução da estrutura, não é possível determinar o motivo de ocorrer deslocamentos maiores do que os esperados.

5 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA A LUZ DA BS 8006-1

5.1 Introdução

Esse capítulo apresenta os resultados do dimensionamento para estimativa das solicitações nos reforços (estabilidade interna) segundo a metodologia da BS 8006-1, apresentada no item 3. Conforme essa metodologia, é feita uma análise das solicitações mobilizadas nos reforços considerando a estabilidade local e a estabilidade de cunhas críticas atravessando a estrutura reforçada. As análises foram realizadas considerando as etapas construtivas até o carregamento do viaduto, para os estados limites último e de serviabilidade.

5.2 Parâmetros Considerados

Para realizar o dimensionamento dessa estrutura conforme a BS 8006-1 2010, foi necessário coletar alguns parâmetros obtidos na obra. Os parâmetros principais para projeto fornecidos pela empresa que realizou a obra constam na Tabela 5.1 e foram utilizados nos cálculos do dimensionamento dos reforços nesse texto. Além destes parâmetros foi também considerada uma carga uniforme no topo do aterro de 20 kPa para simular o efeito da compactação (Batista 2007).

Tabela 5.1: Parâmetros geotécnicos e geométricos do projeto.

Parâmetro	Valor	Unidade
Peso específico do solo reforçado	19,7	kN/m ³
Ângulo de atrito efetivo do solo reforçado	34	°
Coesão efetiva do solo reforçado	0	kPa
Altura máxima de aterro	5,6	m
Embutimento da estrutura reforçada	1,4	m
Carga da estrutura do viaduto e pavimento	113	kPa
Carga da estrutura do viaduto e pavimento mais a do caminhão	10	kPa
Comprimento dos reforços (sem contar dobra da ancoragem na face)	7	m
Largura da base da sapata	2	m
Posição do eixo da sapata em relação a cabeceira do muro	2	m

5.3 Etapas Construtivas consideradas

A análise de estabilidade interna, tanto para o ELU quanto para o ELS, deve ser realizada para todas as etapas de construção. Como se dispõe de dados da instrumentação referentes a alguns dias (conforme 4.2.2), o dimensionamento foi realizado considerando as alturas de aterro atingidas em cada um desses dias de medição, apresentados detalhadamente na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Dias considerados para a análise e suas respectivas alturas de aterro.

Etapa Construtiva	Data	Camada de Aterro (nº do bloco)	Altura de aterro
1	17/03/2011	10	0,6
2	19/03/2011	15	1,6
3	22/03/2011	18	2,2
4	20/05/2011	25	3,6
5	23/05/2011	27	4,0
6	24/05/2011	29	4,4
7	27/05/2011	31	4,8
8	28/05/2011	32	5,0
9	20/06/2011	35	5,6
10	20/12/2011	35 (com Viaduto)	5,6
11	20/12/2011	35 (com Viaduto e caminhão)	5,6

5.4 Estabilidade interna local - ELU

Realizou-se o dimensionamento para o estado limite último analisando-se a estabilidade interna local para verificar se o conjunto de reforços é capaz de resistir às solicitações, considerando os fatores de segurança parciais sugeridos na BS 8006-1(2010). Ou seja, majoraram-se as solicitações e minoraram-se as resistências. O dimensionamento foi realizado conforme o processo de cálculo descrito no item 3.4.6.3, além de considerar os fatores de segurança parciais no estado limite último conforme as Tabelas 3.2, 3.3 e 3.5.

Os resultados encontrados para a análise de estabilidade local para as etapas de construção descritas acima são apresentados na Tabela 5.3. Para tal, são apresentados para cada etapa construtiva o valor máximo, o valor médio e o somatório das trações mobilizadas nas camadas de geogrelhas.

Tabela 5.3: Maior tração mobilizada num reforço e os seus respectivos dados para ELU.

Etapa construtiva	Tj máximo (kN/m)*	Tj médio (kN/m)	Somatório das trações (kN/m)
1	6,64	6,64	6,64
2	12,12	10,47	20,94
3	15,44	12,13	36,38
4	23,40	14,42	86,53
5	25,75	14,87	104,09
6	28,14	15,41	123,25
7	30,58	16,00	144,04
8	31,82	15,71	157,09
9	35,63	17,34	190,69
10	44,57	27,38	301,15
11	45,37	28,27	310,92

* As trações consideradas são apenas aquelas referentes às camadas posicionadas numa cota acima da cota do terreno natural

Um exemplo do procedimento de cálculo adotado para determinação da estabilidade local conforme o item 3.4.6.3 é apresentado no APÊNDICE A. Além disso, os resultados para cada camada, referentes a verificação da ruptura e do arrancamento para cada camada durante cada etapa construtiva, são apresentados no APÊNDICE B.

5.5 Estabilidade interna local - ELS

Analogamente ao realizado para o ELU, a estabilidade interna local para estado limite de serviciabilidade é verificada conforme explicitado no item 3.3.6.3. Entretanto, para esse cálculo, utilizam-se valores de fator de segurança parciais iguais a unidade, assim como exposto nas tabelas Tabela 3.2 a Tabela 3.5. Os resultados obtidos são expostos na Tabela 5.4.

Tabela 5.4: Maior tração mobilizada num reforço e os seus respectivos dados para ELS.

Etapa construtiva	Tj máximo (kN/m)*	Tj médio (kN/m)	Somatório das trações (kN/m)
1	4,42	4,42	4,42
2	8,08	6,98	13,96
3	10,29	8,08	24,25
4	15,60	9,61	57,69
5	17,16	9,91	69,39
6	28,14	15,41	123,25
7	20,38	10,67	96,03
8	21,21	10,47	104,73
9	23,75	11,56	127,13
10	31,21	19,93	219,18
11	31,87	20,67	227,32

* As trações consideradas são apenas aquelas referentes às camadas posicionadas numa cota acima da cota do terreno natural

5.6 Estabilidade da cunha

Em seguida, realizou-se a busca pela cunha crítica para realizar a análise de estabilidade dessa cunha conforme a BS 8006-1 2010 (item 3.3.6.4). A busca pela cunha crítica foi realizada com o uso do *software* SoloRef, desenvolvido por Silva (1998), através do método de Coulomb utilizando cunha linear. Para isso, determinaram-se as cunhas críticas para cada altura de solo de aterro, simulando a variação da posição da cunha em termos do seu intercepto com a face do muro.

Dessa análise, resultou para a etapa 9 uma solicitação total nos reforços de 119,0 kN/m, equivalente a 10,82 kN/m em cada reforço, adotando-se uma distribuição uniforme. Para as etapas 10 e 11, o ângulo da cunha crítica passa a fazer 26° com a vertical, e os valores totais obtidos para a solicitação em tração são 324,5 e 344,7 kN/m, respectivamente. o que significa uma solicitação em cada reforço de 32,45 e 34,47 kN/m respectivamente.

5.7 Comentários

A Tabela 5.5 apresenta uma comparação entre os valores observados para os resultados obtidos avaliando a cunha crítica e a estabilidade interna local. Observa-se que os valores totais para a cunha crítica ficaram ligeiramente inferiores aos da estabilidade local antes da colocação do viaduto, havendo uma inversão significativa com valores bastante superiores

para a cunha crítica após o carregamento. É interessante salientar que os valores máximos para estabilidade interna local estão próximos aos valores calculados a partir da distribuição uniforme na estabilidade da cunha crítica, nas etapas 10 e 11.

Tabela 5.5: Comparação entre resultados da análise de estabilidade interna local e de cunha crítica para a condição ELS.

Etapa	Tração total calculada na estabilidade interna local (kN/m)	Maior solicitação em tração calculada no reforço (kN/m)	Tração total calculada na cunha crítica (kN/m)	Solicitação em tração calculada para cada reforço (kN/m)
9	127,13	25,75	119,0	10,82
10	219,18	31,21	324,5	32,45
11	227,32	21,87	344,7	34,47

Em relação as leituras das células de carga, a análise das solicitações na 32° camada (APÊNDICE B) indicaram para as etapas 9, 10 e 11 os valores de 4,4 kN/m, 14,35 kN/m e 15,23 kN/m. Os valores máximos medidos em campo para as mesmas etapas foram, respectivamente, 1,542 kN/m, 6,036 kN/m e 6,044 kN/m, valores ligeiramente abaixo da metade dos valores calculados.

Cabe lembrar que de fato não se espera que os valores medidos sejam iguais ao dos que calculados por diversos efeitos, sendo um dos mais importante a sucção presente no solo compactado. Para se ter uma ideia desse efeito, foi possível atingir as solicitações medidas na camada de reforço localizada abaixo do 32° para as etapas 9 e 11 considerando-se uma coesão aparente de 6,5 kPa e 21 kPa, respectivamente.

6 COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES

6.1 Comentários

O estudo aqui desenvolvido foi realizado para uma configuração específica de estrutura de solo reforçado: a estrutura portante. Nesse âmbito, é importante ressaltar a relevância do uso da norma britânica BS 8006-1 (2010) que não somente representa uma referência em termos de dimensionamento de estruturas de solo reforçado, como traz também uma abordagem específica para considerar esse tipo particular de solução geotécnica.

Também se ressalta a contribuição que o estudo fornece por se tratar de uma análise realizada sob o acompanhamento de informações de uma aplicação real. Dessa maneira, é interessante que haja a possibilidade de analisar o comportamento da estrutura comparativamente aos resultados obtidos pelos métodos de dimensionamento, sendo esse processo fundamental para o entendimento dos mecanismos envolvidos em uma contenção portante.

Entretanto, inacessibilidade ao *as-built* impossibilita uma discussão mais aprofundada de alguns detalhes do comportamento observado, conforme comentado ao longo do texto.

6.2 Conclusões

Das análises realizadas sobre os dados da instrumentação, nota-se que o movimento para o exterior é bem mais acentuado nas camadas superiores. Para verticalidade, há inconformidades com a BS 8006-1 (2010) devido a deslocamentos no bloco 30, cuja camada apresentou deslocamentos mais pronunciados que a camada no bloco 10 desde o início da medição, mas a tolerância a bochechamento foi respeitada pelos deslocamentos da estrutura.

Além disso, supõe-se que pode ter havido variação na coesão aparente ou deformação por fluência, devido às variações de deslocamento sem adição de carga.

Por fim, também observou-se que os deslocamentos estimados a partir da instrumentação de mobilização de tração no reforço foram bem menores do que os medidos. A ausência de informações detalhadas sobre o processo construtivo dificulta uma análise detalhada do que pode ter levado a esta situação.

Também conclui-se, dos resultados dos cálculos de dimensionamento realizados, que os valores totais para a cunha crítica ficaram ligeiramente inferiores aos da estabilidade local

antes da colocação do viaduto, havendo uma inversão significativa com valores bem maiores para a cunha crítica após o carregamento, o que provavelmente se deve ao modo de considerar o carregamento localizado, que é diferente para os dois procedimentos (na estabilidade local a uma porcentagem de carga uniforme é adicionada a cada camada e na estabilidade da cunha considera-se os acréscimos de carga aplicados na cunha). Observou-se também que, curiosamente, os valores máximos para a estabilidade interna local estão próximos aos valores calculados para os reforços na estabilidade da cunha.

Comparando com as medidas de campo, percebeu-se que as solicitações no reforço situado abaixo do 32º bloco foram menores do que o previsto através do código britânico, o que era esperado pois a análise não considera por exemplo a sucção no corpo do aterro. Entretanto, valores bastante aceitáveis de coesão aparente (6,5kPa ao atingir a altura máxima e 21 kPa após adicionadas as cargas do viaduto) levariam a estimativas de solitação bastante próximas das medidas.

6.3 Sugestões para trabalhos futuros

A partir das análises geradas nesse trabalho, foi possível constatar que há margem para se desenvolver maiores pesquisas quanto ao comportamento desse muro. Para isso, pode ser considerado, num futuro estudo, as influências que os cálculos sofrem devido à consideração da sucção. Além disso, também pode ser analisado o efeito que a compactação tem nos resultados. Ademais, pode-se ainda concluir o estudo a partir de análises comparativas realizadas entre diferentes métodos (método de elementos finitos, método do Ehrlich, etc.)

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALEXIEW, D.; SILVA, A. E. F. **Load Tests on a 1:1 Model of a Geogrid-Reinforced Bridge Abutment**. Recife: Geossintéticos 2007, 2007.
- BATISTA, N. A.. **Influência da Rigidez do Reforço em Aterros sobre Solos Moles**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Infra-Estrutura Aeronáutica) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos campos.
- British Standard. **BS 8006-1**: Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. London, 2010.
- British Standard. **BS EN 1997-1**: Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules. London, 2004.
- British Standard. **BS EN 14475**: Execution of special geotechnical works. Reinforced fill. London, 2006.
- CAZZUFI, D.; RIMOLD, P. The Italian experience in geosynthetics reinforced soil retaining walls with vegetated and concrete facing. In TATSUOKA, Fumio; LESHCHINSKY, Dov. **Recent case stories of permanent geosynthetic-reinforced soil retaining walls**. Balkema: CRC Press, 1994. p 21-43.
- EHRlich, M.; BECKER, L. **Muros e Taludes de Solo Reforçado: Projeto e Execução**. São Paulo: Oficina de Texto, 2009.
- GOMES, R.C. **Barragens de Terra e de Enrocamento – Aula 2**. Disponível em: <<http://www.em.ufop.br/deciv/departamento/~romerocesar/Aula6PPT.pdf>>. Acesso em: 08 Nov. 2014.
- MEYERHOF, G. G. Shallow foundations. **Journal of Soil Mechanics & Foundations Div**, v. 91, n. SM2, p. 21-31, Jan. 1975.
- MIRLATIFI, S. A. Design, construction and performance of Milad GRS bridge abutment - A case study. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF GEOSYNTHETICS, 10., 2014, Berlin.
- NATIONAL CONCRETE MANSORY ASSOCIATION. **Design Manual for Segmental Retaining Walls**. Mansory: NCMA, 2009. v. 3, 360 p.

SILVA, A. E. **Rotinas Didáticas para Dimensionamento de Estruturas de Solo Reforçado com Geossintéticos**. 1998. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil – Aeronáutica) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São José dos Campos.

Vertematti, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. São Paulo: Editora Edgar Blücher, 2004. 411 p.

**APÊNDICE A - EXEMPLO DO MÉTODO DE CÁLCULO APLICADO A UMA
CAMADA DE REFORÇO SEGUNDO A BS 8006-1 (2010)**

A.1. Exemplo de Verificação de Estabilidade Local

Abaixo, realiza-se o cálculo e verificação da estabilidade local para a camada de reforço posicionada na cota 0,4 (abaixo do 10º bloco) para a última etapa de construção que já considera os pesos do viaduto e do caminhão. A metodologia de cálculo apresentada está de acordo com o item 3.4.6.3.

Para realizar a verificação da estabilidade à ruptura e ao arrancamento do reforço, calcula-se primeiro a tração mobilizada na sua camada, utilizando a Equação 3.10. Para isso, cada termo dessa equação deve ser determinado conforme as equações 3.11 a 3.16. Nesse caso, não há força horizontal aplicada na sapata e nem coesão, eliminando, portanto, a necessidade de utilizar as equações 3.13 a 3.16.

Aplicando os parâmetros, determina-se a tração mobilizada unicamente devido ao peso próprio e carregamentos uniforme no topo do aterro, T_{pj} . Para isso deve-se determinar alguns parâmetros. O K_a é o coeficiente de empuxo ativo, determinado a partir da seguinte equação:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'_p}{1 + \sin \phi'_p} = \frac{1 - \sin 34^\circ}{1 + \sin 34^\circ} = 0,308$$

O S_{vj} é igual a 0,6 m, devido ao espaçamento de 60 cm que a camada tem em relação às duas camadas de geogrelhas adjacentes. O σ_{vj} é determinado segundo a distribuição de Meyerhof. Determina-se primeiro a resultante vertical, que nesse caso é igual ao peso próprio mais a sobrecarga referente à compactação e depois considera-se o empuxo ativo atrás do muro. O muro, nessa situação, é considerado como o bloco rígido de massa de solo reforçado. A excentricidade da resultante vertical é determinada considerando o momento resultante gerado pelas forças envolvidas:

$$R_v = W + w_s L = f_{fs} \gamma h_j L + f_{fs} w_s L = 1,5 \cdot 17,6 \cdot 5,2 \cdot 7 + 1,5 \cdot 20 \cdot 7$$
$$R_v = 1170,96 \text{ kN/m}$$

O empuxo atrás da estrutura de solo reforçado é dado por:

$$E_a = f_{fs} \frac{1}{2} K_a \gamma h_j^2 = 1,5 \cdot \frac{1}{2} 0,308 \cdot 17,6 \cdot 5,2^2$$
$$E_a = 109,92 \text{ kN/m}$$

O momento resultante aplicado por essas solicitações é (considerando que a aplicação de E_a se dá a 1/3 da altura h_j):

$$M_j = R_v \frac{L}{2} - E_a \frac{h_j}{3} = 1170,96 \cdot \frac{7}{2} - 109,92 \cdot \frac{5,2}{3}$$

$$M_j = 3907,24 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

A excentricidade é então calculada:

$$e_j = \frac{L}{2} - \frac{M_j}{R_v} = 3,5 - \frac{3907,24}{1170,96}$$

$$e_j = 0,163 \text{ m}$$

A tensão distribuída conforme Meyerhof, pode então ser dada de acordo com a Equação 3.4:

$$\sigma_{vj} = \frac{R_v}{L - 2e_j} = \frac{1170,96}{7 - 2 \cdot 0,163}$$

$$\sigma_{vj} = 175,44 \text{ kN/m}^2$$

Munido desse valor, pode-se obter a tração mobilizada T_{pj} :

$$T_{pj} = K_a \sigma_{vj} S_{vj} = 0,308 \cdot 175,44 \cdot 0,6$$

$$T_{pj} = 32,44 \text{ kN/m}$$

Em seguida, calcula-se a componente da tração devido a carga vertical na sapata (igual a 246 kN/m).

$$T_{sj} = K_a S_{vj} \frac{f_f S_L}{D_j} = 0,308 \cdot 0,6 \cdot \frac{1,2 \cdot 246}{2 + (2 + 5,2)/2}$$

$$T_{sj} = 9,74 \text{ kN/m}$$

Por fim, determina-se T_j , que é dado pela soma das componentes de tração mobilizada por cada um dos esforços atuantes:

$$T_j = T_{pj} + T_{sj} + T_{fj} - T_{cj}$$

$$T_j = 42,18 \text{ kN/m}$$

Essa tração é então comparada aos valores de resistência a tração da geogrelha e também a tração máxima que pode ser mobilizada para que não haja arrancamento. Esta última é determinada segundo a Equação 3.18.

$$\frac{\mu L_{ej}(f_{fs}\gamma_1 h_j + f_s w_s)}{f_p f_n} + \frac{\alpha'_{bc} c'^{L_{ej}}}{f_{ms} f_p f_n} \geq T_j$$

$$\frac{0,9 \cdot \tan 34^\circ \cdot 6,79(1,5 \cdot 17,6 \cdot 5,2 + 1,5 \cdot 20)}{1,1 \cdot 1,3} = 482,2 \text{ kN/m}$$

Sendo o L_{ej} o comprimento de ancoragem disponível na zona passiva, considerando uma cunha com ângulo formado com a vertical igual a $45^\circ - \phi'_p/2$.

Assim, conclui-se que a verificação para o arrancamento indicou que ele não vai romper por esse mecanismo.

A.2. Exemplo de Verificação de Estabilidade Local

Considerando a mesma situação, determina-se agora a estabilidade da cunha crítica conforme o item 3.4.6.4. Esse procedimento está baseado no cálculo da força total T a partir da aplicação de equações de equilíbrio de forças.

Inicialmente, escolhe-se uma posição para a cunha interceptar a face do muro e o ângulo que essa cunha faz com a vertical. Inicia-se, para efeito de exemplo, com a posição na cota 0,4 e ângulo de 30° . Em seguida, determina-se primeiro o valor do peso próprio, das sobrecargas e da força na sapata, no topo da cunha (caso o ponto de aplicação da força esteja aplicado diretamente na região da cunha). Para a situação aplicada anteriormente, tem-se:

$$W = f_{fs}\gamma H_{cunha} \cdot \frac{B_{cunha}}{2} + f_{fs} \cdot w_s B_{cunha} = 1,5 \cdot 17,6 \cdot 5,2 \cdot \frac{3}{2} + 1,5 \cdot 20 \cdot 3$$

$$W = 296,1 \text{ kN/m}$$

$$S_L = 295,2 \text{ kN/m}$$

Como não há coesão, não se utiliza a componente da coesão no cálculo. Aplica-se o equilíbrio de forças verticais para determinar as reações normal e tangente na superfície de ruptura da cunha (considerando que a componente F_{at} é dada pela normal multiplicada pela tangente do ângulo de atrito efetivo do solo). Assim, tem-se:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow W + S_L - N_y - F_{aty} = 0$$

$$(\text{sendo } F_{at} = N \cdot \tan \phi'_p)$$

$$296,1 + 295,2 - N \sin 30 - N \cos 30 \tan 34 = 0$$

$$N = 545,4 \text{ kN/m}$$

$$F_{at} = 367,9 \text{ kN/m}$$

Por fim, por equilíbrio das forças horizontais, determina-se o valor de T, que é suposto somente na horizontal:

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow T - N_x + F_{atx} = 0$$

$$T - 545,4 \cos 30 + 367,9 \sin 30 = 0$$

$$T = 288,4 \text{ kN/m}$$

Considerando uma distribuição uniforme das forças, e como há 10 geogrelhas acima dessa cota, a tração mobilizada em cada geogrelha é de 28,84 kN/m.

Esse procedimento deve ser repetido para vários ângulos da cunha entre 0 e 90 (pode-se usar o *Solver* do *Excel*) para determinar em qual ângulo estará a cunha crítica, ou seja, que fornecerá o maior valor de t mobilizado em uma geogrelha.

**APÊNDICE B - PLANILHAS DOS RESULTADOS DETALHADOS DOS CÁLCULOS
SEGUNDO O MÉTODO DA BS 8006-1 (2010)**

B.1. Estabilidade Local para ELU

Etapa construtiva 1															
Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_{vj}	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
200	0,4	0,6	0,2	41,37	210,00	0,18	251,37	879,78	0,00	35,91	2,20	6,79	6,64	0,00	2,71

Etapa construtiva 2															
Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_{vj}	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
200	1,00	0,60	0,60	124,11	210,00	1,64	334,11	1169,06	0,00	47,74	2,60	6,47	8,82	0,00	2,71
2000	0,40	0,60	1,20	248,22	210,00	6,55	458,22	1601,15	0,01	65,57	3,20	6,79	12,12	0,00	2,71

Etapa construtiva 3															
Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_{vj}	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
200	1,6	0,6	0,6	124,11	210,00	1,64	334,11	1169,06	0,00	47,74	2,60	6,15	8,82	0,00	2,71
200	1	0,6	1,2	248,22	210,00	6,55	458,22	1601,15	0,01	65,57	3,20	6,47	12,12	0,00	2,71
200	0,4	0,6	1,8	372,33	210,00	14,74	582,33	2029,31	0,02	83,55	3,80	6,79	15,44	0,00	2,71

Etapa construtiva 4

Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_j	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj	K
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
110	3,2	0,4	0,4	82,74	210,00	0,73	292,74	1024,49	0,00	41,82	2,40	5,30	5,15	0,00	1,80	1,80
200	2,8	0,5	0,8	165,48	210,00	2,91	375,48	1313,40	0,00	53,67	2,80	5,51	8,26	0,00	2,25	2,25
200	2,2	0,6	1,4	289,59	210,00	8,92	499,59	1744,40	0,01	71,54	3,40	5,83	13,22	0,00	2,71	2,71
200	1,6	0,6	2	413,70	210,00	18,20	623,70	2170,82	0,02	89,60	4,00	6,15	16,56	0,00	2,71	2,71
200	1	0,6	2,6	537,81	210,00	30,76	747,81	2590,68	0,04	107,93	4,30	6,47	19,94	0,00	2,71	2,71
200	0,4	0,6	3,2	661,92	210,00	46,60	871,92	3002,02	0,06	126,62	4,60	6,79	23,40	0,00	2,71	2,71

Etapa construtiva 5

Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_j	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj	K
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
110	3,6	0,4	0,4	82,74	210,00	0,73	292,74	1024,49	0,00	41,82	2,40	5,09	5,15	0,00	0,00	0,00
110	3,2	0,4	0,8	165,48	210,00	2,91	375,48	1313,40	0,00	53,67	2,80	5,30	6,61	0,00	0,00	0,00
200	2,8	0,5	1,2	248,22	210,00	6,55	458,22	1601,15	0,01	65,57	3,20	5,51	10,10	0,00	0,00	0,00
200	2,2	0,6	1,8	372,33	210,00	14,74	582,33	2029,31	0,02	83,55	3,80	5,83	15,44	0,00	0,00	0,00
200	1,6	0,6	2,4	496,44	210,00	26,21	706,44	2451,57	0,03	101,78	4,20	6,15	18,81	0,00	0,00	0,00
200	1	0,6	3	620,55	210,00	40,95	830,55	2865,97	0,05	120,35	4,50	6,47	22,24	0,00	0,00	0,00
200	0,4	0,6	3,6	744,66	210,00	58,97	954,66	3270,54	0,07	139,33	4,80	6,79	25,75	0,00	0,00	0,00

Etapa construtiva 6

Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_{vj}	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
110	4	0,4	0,4	82,74	210,00	0,73	292,74	1024,49	0,00	41,82	2,40	4,87	5,15	0,00	1,80
110	3,6	0,4	0,8	165,48	210,00	2,91	375,48	1313,40	0,00	53,67	2,80	5,09	6,61	0,00	1,80
110	3,2	0,4	1,2	248,22	210,00	6,55	458,22	1601,15	0,01	65,57	3,20	5,30	8,08	0,00	1,80
200	2,8	0,5	1,6	330,96	210,00	11,65	540,96	1887,15	0,01	77,53	3,60	5,51	11,94	0,00	2,25
200	2,2	0,6	2,2	455,07	210,00	22,02	665,07	2311,59	0,02	95,67	4,10	5,83	17,68	0,00	2,71
200	1,6	0,6	2,8	579,18	210,00	35,67	789,18	2728,83	0,04	114,12	4,40	6,15	21,09	0,00	2,71
200	1	0,6	3,4	703,29	210,00	52,60	913,29	3136,90	0,07	132,95	4,70	6,47	24,57	0,00	2,71
200	0,4	0,6	4	827,40	210,00	72,80	1037,40	3533,83	0,09	152,27	5,00	6,79	28,14	0,00	2,71

Etapa construtiva 7

Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_{vj}	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
110	4,4	0,4	0,4	82,74	210,00	0,73	292,74	1024,49	0,00	41,82	2,40	4,66	5,15	0,00	0,00
110	4	0,4	0,8	165,48	210,00	2,91	375,48	1313,40	0,00	53,67	2,80	4,87	6,61	0,00	0,00
110	3,6	0,4	1,2	248,22	210,00	6,55	458,22	1601,15	0,01	65,57	3,20	5,09	8,08	0,00	0,00
110	3,2	0,4	1,6	330,96	210,00	11,65	540,96	1887,15	0,01	77,53	3,60	5,30	9,55	0,00	0,00
200	2,8	0,5	2	413,70	210,00	18,20	623,70	2170,82	0,02	89,60	4,00	5,51	13,80	0,00	0,00
200	2,2	0,6	2,6	537,81	210,00	30,76	747,81	2590,68	0,04	107,93	4,30	5,83	19,94	0,00	0,00
200	1,6	0,6	3,2	661,92	210,00	46,60	871,92	3002,02	0,06	126,62	4,60	6,15	23,40	0,00	0,00
200	1	0,6	3,8	786,03	210,00	65,71	996,03	3402,88	0,08	145,77	4,90	6,47	26,94	0,00	0,00
200	0,4	0,6	4,4	910,14	210,00	88,09	1120,14	3791,29	0,12	165,47	5,20	6,79	30,58	0,00	0,00

Etapa construtiva 8

Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_j	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
110,00	4,80	0,40	0,20	41,37	210,00	0,18	251,37	879,78	0,00	35,91	2,20	4,45	4,42	0,00	1,80
110,00	4,40	0,40	0,60	124,11	210,00	1,64	334,11	1169,06	0,00	47,74	2,60	4,66	5,88	0,00	1,80
110,00	4,00	0,40	1,00	206,85	210,00	4,55	416,85	1457,46	0,00	59,61	3,00	4,87	7,34	0,00	1,80
110,00	3,60	0,40	1,40	289,59	210,00	8,92	499,59	1744,40	0,01	71,54	3,40	5,09	8,81	0,00	1,80
110,00	3,20	0,40	1,80	372,33	210,00	14,74	582,33	2029,31	0,02	83,55	3,80	5,30	10,29	0,00	1,80
200,00	2,80	0,50	2,20	455,07	210,00	22,02	665,07	2311,59	0,02	95,67	4,10	5,51	14,73	0,00	2,25
200,00	2,20	0,60	2,80	579,18	210,00	35,67	789,18	2728,83	0,04	114,12	4,40	5,83	21,09	0,00	2,71
200,00	1,60	0,60	3,40	703,29	210,00	52,60	913,29	3136,90	0,07	132,95	4,70	6,15	24,57	0,00	2,71
200,00	1,00	0,60	4,00	827,40	210,00	72,80	1037,40	3533,83	0,09	152,27	5,00	6,47	28,14	0,00	2,71
200,00	0,40	0,60	4,60	951,51	210,00	96,28	1161,51	3917,65	0,13	172,18	5,30	6,79	31,82	0,00	2,71

Etapa construtiva 9

Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_j	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
110	5,2	0,4	0,4	82,74	210,00	0,73	292,74	1024,49	0,00	41,82	2,40	4,24	5,15	0,00	1,80
110	4,8	0,4	0,8	165,48	210,00	2,91	375,48	1313,40	0,00	53,67	2,80	4,45	6,61	0,00	1,80
110	4,4	0,4	1,2	248,22	210,00	6,55	458,22	1601,15	0,01	65,57	3,20	4,66	8,08	0,00	1,80
110	4	0,4	1,6	330,96	210,00	11,65	540,96	1887,15	0,01	77,53	3,60	4,87	9,55	0,00	1,80
110	3,6	0,4	2	413,70	210,00	18,20	623,70	2170,82	0,02	89,60	4,00	5,09	11,04	0,00	1,80
110	3,2	0,4	2,4	496,44	210,00	26,21	706,44	2451,57	0,03	101,78	4,20	5,30	12,54	0,00	1,80
200	2,8	0,5	2,8	579,18	210,00	35,67	789,18	2728,83	0,04	114,12	4,40	5,51	17,57	0,00	2,25
200	2,2	0,6	3,4	703,29	210,00	52,60	913,29	3136,90	0,07	132,95	4,70	5,83	24,57	0,00	2,71
200	1,6	0,6	4	827,40	210,00	72,80	1037,40	3533,83	0,09	152,27	5,00	6,15	28,14	0,00	2,71
200	1	0,6	4,6	951,51	210,00	96,28	1161,51	3917,65	0,13	172,18	5,30	6,47	31,82	0,00	2,71
200	0,4	0,6	5,2	1075,62	210,00	123,04	1285,62	4286,40	0,17	192,80	5,60	6,79	35,63	0,00	2,71

Etapa construtiva 10

Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_{vj}	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
110	5,2	0,4	0,4	82,74	210	0,73	292,74	1024,49	0,00	41,82	2,40	4,24	5,15	13,92	1,80
110	4,8	0,4	0,8	165,48	210,00	2,91	375,48	1313,40	0,00	53,67	2,80	4,45	6,61	11,93	1,80
110	4,4	0,4	1,2	248,22	210,00	6,55	458,22	1601,15	0,01	65,57	3,20	4,66	8,08	10,44	1,80
110	4	0,4	1,6	330,96	210,00	11,65	540,96	1887,15	0,01	77,53	3,60	4,87	9,55	9,28	1,80
110	3,6	0,4	2	413,70	210,00	18,20	623,70	2170,82	0,02	89,60	4,00	5,09	11,04	8,35	1,80
110	3,2	0,4	2,4	496,44	210,00	26,21	706,44	2451,57	0,03	101,78	4,20	5,30	12,54	7,95	1,80
200	2,8	0,5	2,8	579,18	210,00	35,67	789,18	2728,83	0,04	114,12	4,40	5,51	17,57	9,49	2,25
200	2,2	0,6	3,4	703,29	210,00	52,60	913,29	3136,90	0,07	132,95	4,70	5,83	24,57	10,66	2,71
200	1,6	0,6	4	827,40	210,00	72,80	1037,40	3533,83	0,09	152,27	5,00	6,15	28,14	10,02	2,71
200	1	0,6	4,6	951,51	210,00	96,28	1161,51	3917,65	0,13	172,18	5,30	6,47	31,82	9,46	2,71
200	0,4	0,6	5,2	1075,62	210,00	123,04	1285,62	4286,40	0,17	192,80	5,60	6,79	35,63	8,95	2,71

Etapa construtiva 11

Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_{vj}	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
110	5,2	0,4	0,4	82,74	210,00	0,73	292,74	1024,49	0,00	41,82	2,40	4,24	5,15	15,15	1,80
110	4,8	0,4	0,8	165,48	210,00	2,91	375,48	1313,40	0,00	53,67	2,80	4,45	6,61	12,99	1,80
110	4,4	0,4	1,2	248,22	210,00	6,55	458,22	1601,15	0,01	65,57	3,20	4,66	8,08	11,36	1,80
110	4	0,4	1,6	330,96	210,00	11,65	540,96	1887,15	0,01	77,53	3,60	4,87	9,55	10,10	1,80
110	3,6	0,4	2	413,70	210,00	18,20	623,70	2170,82	0,02	89,60	4,00	5,09	11,04	9,09	1,80
110	3,2	0,4	2,4	496,44	210,00	26,21	706,44	2451,57	0,03	101,78	4,20	5,30	12,54	8,66	1,80
200	2,8	0,5	2,8	579,18	210,00	35,67	789,18	2728,83	0,04	114,12	4,40	5,51	17,57	10,33	2,25
200	2,2	0,6	3,4	703,29	210,00	52,60	913,29	3136,90	0,07	132,95	4,70	5,83	24,57	11,61	2,71
200	1,6	0,6	4	827,40	210,00	72,80	1037,40	3533,83	0,09	152,27	5,00	6,15	28,14	10,91	2,71
200	1	0,6	4,6	951,51	210,00	96,28	1161,51	3917,65	0,13	172,18	5,30	6,47	31,82	10,29	2,71
200	0,4	0,6	5,2	1075,62	210,00	123,04	1285,62	4286,40	0,17	192,80	5,60	6,79	35,63	9,74	2,71

B.2. Estabilidade Local para ELS

Etapa construtiva 1															
Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_{vj}	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
200	0,4	0,6	0,2	27,58	140,00	0,12	167,58	586,52	0,00	23,94	2,20	6,79	4,42	0,00	4,33

Etapa construtiva 2															
Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_{vj}	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
200	1	0,6	0,6	82,74	140,00	1,09	222,74	779,37	0,00	31,83	2,60	6,47	5,88	0,00	4,33
200	0,4	0,6	1,2	165,48	140,00	4,37	305,48	1067,43	0,01	43,71	3,20	6,79	8,08	0,00	4,33

Etapa construtiva 3															
Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_{vj}	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
200	1,6	0,6	0,6	82,74	140,00	1,09	222,74	779,37	0,00	31,83	2,60	6,15	5,88	0,00	4,33
200	1	0,6	1,2	165,48	140,00	4,37	305,48	1067,43	0,01	43,71	3,20	6,47	8,08	0,00	4,33
200	0,4	0,6	1,8	248,22	140,00	9,83	388,22	1352,87	0,02	55,70	3,80	6,79	10,29	0,00	4,33

Etapa construtiva 4

Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_{vj}	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
110	3,2	0,4	0,4	55,16	140,00	0,49	195,16	683,00	0,00	27,88	2,40	5,30	3,43	0,00	2,89
200	2,8	0,5	0,8	110,32	140,00	1,94	250,32	875,60	0,00	35,78	2,80	5,51	5,51	0,00	3,61
200	2,2	0,6	1,4	193,06	140,00	5,95	333,06	1162,94	0,01	47,69	3,40	5,83	8,81	0,00	4,33
200	1,6	0,6	2	275,80	140,00	12,13	415,80	1447,21	0,02	59,73	4,00	6,15	11,04	0,00	4,33
200	1	0,6	2,6	358,54	140,00	20,51	498,54	1727,12	0,04	71,95	4,30	6,47	13,30	0,00	4,33
200	0,4	0,6	3,2	441,28	140,00	31,06	581,28	2001,35	0,06	84,41	4,60	6,79	15,60	0,00	4,33

Etapa construtiva 5

Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_{vj}	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
110	3,6	0,4	0,4	55,16	140,00	0,49	195,16	683,00	0,00	27,88	2,40	5,09	3,43	0,00	2,89
110	3,2	0,4	0,8	110,32	140,00	1,94	250,32	875,60	0,00	35,78	2,80	5,30	4,41	0,00	2,89
200	2,8	0,5	1,2	165,48	140,00	4,37	305,48	1067,43	0,01	43,71	3,20	5,51	6,73	0,00	3,61
200	2,2	0,6	1,8	248,22	140,00	9,83	388,22	1352,87	0,02	55,70	3,80	5,83	10,29	0,00	4,33
200	1,6	0,6	2,4	330,96	140,00	17,47	470,96	1634,38	0,03	67,86	4,20	6,15	12,54	0,00	4,33
200	1	0,6	3	413,70	140,00	27,30	553,70	1910,65	0,05	80,23	4,50	6,47	14,83	0,00	4,33
200	0,4	0,6	3,6	496,44	140,00	39,31	636,44	2180,36	0,07	92,89	4,80	6,79	17,16	0,00	4,33

Etapa construtiva 6

Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_{vj}	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
110	4	0,4	0,4	55,16	140,00	0,49	195,16	683,00	0,00	27,88	2,40	4,87	3,43	0,00	2,89
110	3,6	0,4	0,8	110,32	140,00	1,94	250,32	875,60	0,00	35,78	2,80	5,09	4,41	0,00	2,89
110	3,2	0,4	1,2	165,48	140,00	4,37	305,48	1067,43	0,01	43,71	3,20	5,30	5,38	0,00	2,89
200	2,8	0,5	1,6	220,64	140,00	7,77	360,64	1258,10	0,01	51,69	3,60	5,51	7,96	0,00	3,61
200	2,2	0,6	2,2	303,38	140,00	14,68	443,38	1541,06	0,02	63,78	4,10	5,83	11,79	0,00	4,33
200	1,6	0,6	2,8	386,12	140,00	23,78	526,12	1819,22	0,04	76,08	4,40	6,15	14,06	0,00	4,33
200	1	0,6	3,4	468,86	140,00	35,07	608,86	2091,27	0,07	88,63	4,70	6,47	16,38	0,00	4,33
200	0,4	0,6	4	551,60	140,00	48,54	691,60	2355,88	0,09	101,51	5,00	6,79	18,76	0,00	4,33

Etapa construtiva 7

Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_{vj}	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
110	4,4	0,4	0,4	55,16	140,00	0,49	195,16	683,00	0,00	27,88	2,40	4,66	3,43	0,00	2,89
110	4	0,4	0,8	110,32	140,00	1,94	250,32	875,60	0,00	35,78	2,80	4,87	4,41	0,00	2,89
110	3,6	0,4	1,2	165,48	140,00	4,37	305,48	1067,43	0,01	43,71	3,20	5,09	5,38	0,00	2,89
110	3,2	0,4	1,6	220,64	140,00	7,77	360,64	1258,10	0,01	51,69	3,60	5,30	6,37	0,00	2,89
200	2,8	0,5	2	275,80	140,00	12,13	415,80	1447,21	0,02	59,73	4,00	5,51	9,20	0,00	3,61
200	2,2	0,6	2,6	358,54	140,00	20,51	498,54	1727,12	0,04	71,95	4,30	5,83	13,30	0,00	4,33
200	1,6	0,6	3,2	441,28	140,00	31,06	581,28	2001,35	0,06	84,41	4,60	6,15	15,60	0,00	4,33
200	1	0,6	3,8	524,02	140,00	43,80	664,02	2268,58	0,08	97,18	4,90	6,47	17,96	0,00	4,33
200	0,4	0,6	4,4	606,76	140,00	58,73	746,76	2527,52	0,12	110,32	5,20	6,79	20,38	0,00	4,33

Etapa construtiva 8

Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_{vj}	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tej
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
110	4,8	0,4	0,2	27,58	140,00	0,12	167,58	586,52	0,00	23,94	2,20	4,45	2,95	0,00	2,89
110	4,4	0,4	0,6	82,74	140,00	1,09	222,74	779,37	0,00	31,83	2,60	4,66	3,92	0,00	2,89
110	4	0,4	1	137,90	140,00	3,03	277,90	971,64	0,00	39,74	3,00	4,87	4,90	0,00	2,89
110	3,6	0,4	1,4	193,06	140,00	5,95	333,06	1162,94	0,01	47,69	3,40	5,09	5,88	0,00	2,89
110	3,2	0,4	1,8	248,22	140,00	9,83	388,22	1352,87	0,02	55,70	3,80	5,30	6,86	0,00	2,89
200	2,8	0,5	2,2	303,38	140,00	14,68	443,38	1541,06	0,02	63,78	4,10	5,51	9,82	0,00	3,61
200	2,2	0,6	2,8	386,12	140,00	23,78	526,12	1819,22	0,04	76,08	4,40	5,83	14,06	0,00	4,33
200	1,6	0,6	3,4	468,86	140,00	35,07	608,86	2091,27	0,07	88,63	4,70	6,15	16,38	0,00	4,33
200	1	0,6	4	551,60	140,00	48,54	691,60	2355,88	0,09	101,51	5,00	6,47	18,76	0,00	4,33
200	0,4	0,6	4,6	634,34	140,00	64,19	774,34	2611,77	0,13	114,79	5,30	6,79	21,21	0,00	4,33

Etapa construtiva 9

Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σvj	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
110	5,2	0,4	0,4	55,16	140,00	0,49	195,16	683,00	0,00	27,88	2,40	4,24	3,43	0,00	2,89
110	4,8	0,4	0,8	110,32	140,00	1,94	250,32	875,60	0,00	35,78	2,80	4,45	4,41	0,00	2,89
110	4,4	0,4	1,2	165,48	140,00	4,37	305,48	1067,43	0,01	43,71	3,20	4,66	5,38	0,00	2,89
110	4	0,4	1,6	220,64	140,00	7,77	360,64	1258,10	0,01	51,69	3,60	4,87	6,37	0,00	2,89
110	3,6	0,4	2	275,80	140,00	12,13	415,80	1447,21	0,02	59,73	4,00	5,09	7,36	0,00	2,89
110	3,2	0,4	2,4	330,96	140,00	17,47	470,96	1634,38	0,03	67,86	4,20	5,30	8,36	0,00	2,89
200	2,8	0,5	2,8	386,12	140,00	23,78	526,12	1819,22	0,04	76,08	4,40	5,51	11,71	0,00	3,61
200	2,2	0,6	3,4	468,86	140,00	35,07	608,86	2091,27	0,07	88,63	4,70	5,83	16,38	0,00	4,33
200	1,6	0,6	4	551,60	140,00	48,54	691,60	2355,88	0,09	101,51	5,00	6,15	18,76	0,00	4,33
200	1	0,6	4,6	634,34	140,00	64,19	774,34	2611,77	0,13	114,79	5,30	6,47	21,21	0,00	4,33
200	0,4	0,6	5,2	717,08	140,00	82,03	857,08	2857,60	0,17	128,53	5,60	6,79	23,75	0,00	4,33

Etapa construtiva 10

Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_{vj}	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
110	5,2	0,4	0,4	55,16	140,00	0,49	195,16	683,00	0,00	27,88	2,40	4,24	3,43	11,60	2,89
110	4,8	0,4	0,8	110,32	140,00	1,94	250,32	875,60	0,00	35,78	2,80	4,45	4,41	9,94	2,89
110	4,4	0,4	1,2	165,48	140,00	4,37	305,48	1067,43	0,01	43,71	3,20	4,66	5,38	8,70	2,89
110	4	0,4	1,6	220,64	140,00	7,77	360,64	1258,10	0,01	51,69	3,60	4,87	6,37	7,73	2,89
110	3,6	0,4	2	275,80	140,00	12,13	415,80	1447,21	0,02	59,73	4,00	5,09	7,36	6,96	2,89
110	3,2	0,4	2,4	330,96	140,00	17,47	470,96	1634,38	0,03	67,86	4,20	5,30	8,36	6,63	2,89
200	2,8	0,5	2,8	386,12	140,00	23,78	526,12	1819,22	0,04	76,08	4,40	5,51	11,71	7,91	3,61
200	2,2	0,6	3,4	468,86	140,00	35,07	608,86	2091,27	0,07	88,63	4,70	5,83	16,38	8,89	4,33
200	1,6	0,6	4	551,60	140,00	48,54	691,60	2355,88	0,09	101,51	5,00	6,15	18,76	8,35	4,33
200	1	0,6	4,6	634,34	140,00	64,19	774,34	2611,77	0,13	114,79	5,30	6,47	21,21	7,88	4,33
200	0,4	0,6	5,2	717,08	140,00	82,03	857,08	2857,60	0,17	128,53	5,60	6,79	23,75	7,46	4,33

Etapa construtiva 11

Reforço	Posição	Svj	hj	W	Ws	Ea	Rvj	Mj	ej	σ_{vj}	Dj	Lej	Tpj	Tsj	Tcj
kN/m	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	m	kN/m	kN/m	kN/m
110	5,2	0,4	0,4	55,16	140,00	0,49	195,16	683,00	0,00	27,88	2,40	4,24	3,43	12,63	2,89
110	4,8	0,4	0,8	110,32	140,00	1,94	250,32	875,60	0,00	35,78	2,80	4,45	4,41	10,82	2,89
110	4,4	0,4	1,2	165,48	140,00	4,37	305,48	1067,43	0,01	43,71	3,20	4,66	5,38	9,47	2,89
110	4	0,4	1,6	220,64	140,00	7,77	360,64	1258,10	0,01	51,69	3,60	4,87	6,37	8,42	2,89
110	3,6	0,4	2	275,80	140,00	12,13	415,80	1447,21	0,02	59,73	4,00	5,09	7,36	7,58	2,89
110	3,2	0,4	2,4	330,96	140,00	17,47	470,96	1634,38	0,03	67,86	4,20	5,30	8,36	7,22	2,89
200	2,8	0,5	2,8	386,12	140,00	23,78	526,12	1819,22	0,04	76,08	4,40	5,51	11,71	8,61	3,61
200	2,2	0,6	3,4	468,86	140,00	35,07	608,86	2091,27	0,07	88,63	4,70	5,83	16,38	9,67	4,33
200	1,6	0,6	4	551,60	140,00	48,54	691,60	2355,88	0,09	101,51	5,00	6,15	18,76	9,09	4,33
200	1	0,6	4,6	634,34	140,00	64,19	774,34	2611,77	0,13	114,79	5,30	6,47	21,21	8,58	4,33
200	0,4	0,6	5,2	717,08	140,00	82,03	857,08	2857,60	0,17	128,53	5,60	6,79	23,75	8,12	4,33

FOLHA DE REGISTRO DO DOCUMENTO

^{1.} CLASSIFICAÇÃO/TIPO <p style="text-align: center;">TC</p>	^{2.} DATA <p style="text-align: center;">20 de novembro de 2014</p>	^{3.} REGISTRO N° <p style="text-align: center;">DCTA/ITA/TC-061/2014</p>	^{4.} N° DE PÁGINAS <p style="text-align: center;">100</p>			
^{5.} TÍTULO E SUBTÍTULO: Análise de comportamento durante a construção de uma estrutura de contenção portante reforçada com geogrelhas.						
^{6.} AUTOR(ES): Thiago Ordonho Araújo						
^{7.} INSTITUIÇÃO(ÕES)/ÓRGÃO(S) INTERNO(S)/DIVISÃO(ÕES): Instituto Tecnológico de Aeronáutica – ITA						
^{8.} PALAVRAS-CHAVE SUGERIDAS PELO AUTOR: Estrutura de solo reforçada, Geogrelhas, Portante, Deformações, Serviciabilidade, Tolerâncias construtivas.						
^{9.} PALAVRAS-CHAVE RESULTANTES DE INDEXAÇÃO: Estruturas (Construção); Pavimentação; Concretos; Mecânica dos solos; Deformação; Engenharia geotécnica; Engenharia civil.						
^{10.} APRESENTAÇÃO: <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 60%;"></td> <td style="text-align: center;">X Nacional</td> <td style="text-align: center;">Internacional</td> </tr> </table> ITA, São José dos Campos. Curso de Graduação em Engenharia Civil-Aeronáutica. Orientadora: Delma de Mattos Vidal; coorientador: Paulo Ivo Braga de Queiroz. Publicado em 2014.					X Nacional	Internacional
	X Nacional	Internacional				
^{11.} RESUMO: Este trabalho consiste na análise do comportamento durante as etapas de construção de uma estrutura de contenção portante com face em blocos de concreto, reforçada com geogrelhas, localizada no município catarinense de Jaguaruna. Para a análise de comportamento foram avaliadas a instrumentação realizada no local e as suas medidas, fornecidas pelas empresas envolvidas no projeto, e as solicitações no reforço e deformações estimadas através do dimensionamento da estrutura por um método de cálculo convencional. O dimensionamento do reforços foi realizado a partir da metodologia proposta pela norma britânica BS 8006-1 (2010), apresentada em detalhes, com foco principal na utilização na análise de estabilidade interna e, a partir dos cálculos desenvolvidos, foi possível estimar as deformações previstas para os elementos de reforços e então comparar com as deformações inferidas das leituras realizadas nos instrumentos. De acordo com a instrumentação utilizada, constatou-se que os deslocamentos na face do muro estão dentro do esperado para estruturas portantes e as deformações das geogrelhas também estão abaixo das deformações máximas previstas no código britânico.						
^{12.} GRAU DE SIGILO: (X) OSTENSIVO () RESERVADO () CONFIDENCIAL () SECRETO						