



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

*Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL*

Yhago Borges Barbosa

**VIABILIDADE TÉCNICA DO USO DE GEOSINTÉTICOS COMO
REFORÇO NO TALUDE DA RODOVIA TO 455, KM 26**

Palmas-TO

2017



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Yhago Borges Barbosa

**VIABILIDADE TÉCNICA DO USO DE GEOSSINTÉTICOS COMO
REFORÇO NO TALUDE DA RODOVIA TO 455, KM 26**

Projeto apresentado como requisito parcial da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso (TCC II) do curso de Engenharia Civil, orientado pela Professora Especialista Kenia Parente Lopes Mendonça.

Palmas-TO

2017



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

YHAGO BORGES BARBOSA

VIABILIDADE TÉCNICA DO USO DE GEOSSINTÉTICOS COMO REFORÇO NO TALUDE DA RODOVIA TO 455, KM 26

Projeto apresentado como requisito parcial da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso (TCC II) do Curso de Engenharia Civil, orientado pela Professora Especialista Kenia Parente Lopes Mendonça.

Aprovada em ____, _____ de 2017

BANCA EXAMINADORA

Prof. Esp. Kenia Parente Lopes Mendonça

Centro Universitário Luterano de Palmas

Prof. Esp. Euzir Pinto Chagas

Centro Universitário Luterano de Palmas

Prof. M.Sc. Jocélio Cabral Mendonça

Faculdade Católica do Tocantins

Palmas-TO

2017

DEDICATÓRIA

Agradeço a Deus, por diariamente renovar-me, por me conceder sabedoria, força e resignação durante essa longa jornada de graduação. Agradeço aos meus pais, especialmente minha mãe, por jamais duvidarem da minha capacidade, por todo amor, respeito, carinho, confiança e pelo estímulo em buscar sempre ir mais longe. Aos meus irmãos caçulas, minha família em Palmas, que me motivam e me auxiliam. Aos meus amigos, especialmente ao Bruno, que depositam confiança em mim, pela paciência, broncas, motivação e suporte. Agradeço minha orientadora Kenia, que está sempre a sorrir, por me orientar e acima disso, pela compreensão, respeito, paciência, auxílio, por sua refinada educação e por acreditar em mim. E ao professor Jocélio Cabral, pela disposição, dicas e dedicação à busca do despertar de consciência de seus alunos. Saibam todos, que levarei por toda a vida cada momento, riso e aprendizado compartilhado, pois, todos vocês contribuíram de forma crucial para a conquista desse sonho.

RESUMO

BARBOSA, Yhago Borges. **Viabilidade Técnica do uso de geossintéticos como reforço no talude da rodovia TO 455, km 26**. 2017. 64 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, CEULP/ULBRA – Centro Universitário Luterano de Palmas, Tocantins, 2017.

Um estudo anteriormente apresentado por NUNES (2016) sobre o km 26 da rodovia TO-455 apresentou como sugestão final uma estrutura de contenção à gravidade em gabião. Tendo em vista os custos já discutidos por pesquisadores em estruturas geotécnicas, sobre, o custo de implantação de estruturas “tradicionais” comparadas às reforçadas com geossintéticos, surgiu uma dúvida, precisar-se-ia implantar tal solução ou poder-se-ia encontrar uma solução técnica menos onerosa e que criasse oportunidades de emprego na região local? O objetivo desse estudo é, propor um projeto de intervenção em muro reforçado para o talude de corte presente na rodovia TO-455 km 26, atendendo o fator de segurança mínimo pré-determinado pelo método de cálculo, tanto na estabilidade interna quanto na estabilidade externa e comparar com proposta anteriormente estudada e apresentada por NUNES, 2016. A rotina de cálculo, assim como suas fórmulas não possuem norma específica brasileira, assim, foi utilizado a formulação apresentada por Ehrlich-Becker (2009) através de planilhas desenvolvidas no software Excel© e auxílio do GEO5© apenas na etapa 1: avaliação de estabilidade externa, parte 4, análise da segurança contra ruptura global. A geometria do muro reforçado foi definida partindo da altura do talude em estudo, as outras medidas foram obtidas utilizando-se critérios para o uso exclusivo do solo do talude, visando não criar gastos com material mais nobre e seu transporte. A estrutura possui alturas das faixas de vinte centímetros nas camadas mais profundas, de quarenta centímetros nas camadas intermediárias e de sessenta centímetros nas camadas iniciais. Essas faixas condicionaram a aplicação de apenas dois modelos de geogrelhas, a Fortrac 110 T e a Fortrac 150 T. A redução da faixa (S_v) nas camadas mais profundas (primeira à nona), tornou possível retomar o uso da Fortrac 110 T. A geometria da estrutura apresenta altura das faixas dividida em múltiplos de 20 centímetros não por acaso, o intuito é poder deixar em aberto o modelo de faceamento da estrutura, podendo ser com blocos estruturais, faceamento verde, faceamento com aplicação de jateamento de concreto e outros.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	06
2. REFERENCIAL TEÓRICO.....	09
2.1. Solo como material de Construção.....	09
2.1.1. Taludes.....	09
2.1.1.1 Relato de acidentes.....	10
2.1.2. Tipos de movimentos de massa.....	11
2.1.3. Estudo da Estabilidade de Taludes.....	15
2.2. Muros de Contenção.....	16
2.2.1. Estruturas à Gravidade.....	18
2.2.2. Cálculo da estabilidade de Muros de Contenção à Gravidade	18
2.3. Geossintéticos.....	21
2.3.1. Histórico.....	21
2.3.2. Custo comparado a outras soluções.....	23
2.3.3. Particularidades dos Geossintéticos.....	24
2.3.4. Comportamento do solo e seus parâmetros.....	29
2.3.5. Drenagem e sua importância na estrutura reforçada.....	31
2.3.6. Cálculo da Estabilidade de Muros e Taludes Reforçados com Geossintéticos...32	
2.3.6.1. Verificação da Estabilidade Externa.....	33
2.3.6.2. Verificação da Estabilidade Interna.....	38
3. METODOLOGIA.....	44
3.1. Dados preliminares.....	44
3.2. Sistemática para obtenção de resultados.....	47
4. RESULTADOS OBTIDOS.....	50
4.1. Dimensionamento externo.....	50
4.2. Dimensionamento interno.....	53
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	61
REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO.....	62

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Terminologias usais em taludes	10
Figura 2: Acidente Serra das Araras, 1967.....	11
Figura 3: Modelo de desprendimento de Rocha.....	11
Figura 4: Escorregamento de maciço de solo.....	12
Figura 5: Rastejo de massa de solo.....	13
Figura 6: Tipos de Ruptura de taludes.....	14
Figura 7: Terminologias dos componentes de muro de arrimo	17
Figura 8: Esforços atuando no muro Pesos (W), Empuxos (P) e Reação do Solo (R)	18
Figura 9: Muralha China com aproximadamente 2000 anos.....	22
Figura 10: Zigurate de Ur (templo da lua) datada de 2000 a.C.	22
Figura 11: Comparação de custos entre possíveis soluções de muros de contençã.....	23
Figura 12: Simplificação dos fatores de redução na resistência nominal do geossintético.....	25
Figura 13: Muro reforçado e talude ingreme reforçado	26
Figura 14: Combinação de solo reforçado com geotêxtil e geogrelha	27
Figura 15: Geogrelha	28
Figura 16: Detalhamento de recursos de drenagem superficial.....	31
Figura 17: Geometria típica e parâmetros de projeto de estruturas em taludes reforçados.....	32
Figura 18: Tipos de instabilidades analisadas no equilíbrio externo.....	33
Figura 19: Vetores atuantes (Forças) estudados na avaliação de estabilidade.	35
Figura 20: Arranjo dos vetores de carga e das tensões resultantes.....	37
Figura 21: Ábacos para obtenção do parâmetro adimensional χ em muros verticais	40
Figura 22: Área de estudo e definição de trechos.....	44
Figura 23: Perfil com erosão	45
Figura 24: Perfil sem erosão	45
Figura 25: Geometria do muro reforçado e seu círculo de ruptura cilíndrico	52
Figura 26: Resultado do fator de segurança global para ruptura circular.....	53
Figura 27: Especificações da geogrelha Fortrac T	55
Figura 28: Geometria final e detalhamento da estrutura.....	60

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Causas de movimentos de massa	14
Tabela 2: Comparação de custos entre métodos de construção de muros e taludes no Canadá	24
Tabela 3: Faixa de valores indicativos para fatores de redução parcial e total.....	26
Tabela 4: Parâmetros hiperbólicos conservativos de solos Brasileiros.....	30
Tabela 5: Diferenças de nível	46
Tabela 6: Parâmetros do talude da rodovia TO-455 km 26.....	46
Tabela 7: Valores típicos para índice de rigidez relativa.....	48
Tabela 8: Dados de entrada para estabilidade Externa	50
Tabela 9: Comprimento de reforço e Fator de segurança de deslizamento e tombamento	51
Tabela 10: Fatores de capacidade de carga do Solo	51
Tabela 11: Sistemática de cálculo para FS_f	52
Tabela 12: Resultados Finais Dimensionamento Externo.....	53
Tabela 13: 1ª iteração para definir Tração máxima por camada.	54
Tabela 14: 2ª iteração com módulo de rigidez na análise e obtenção da tração característica por camada.....	56
Tabela 15: Avaliação da segurança contra arrancamento.....	57
Tabela 16: Avaliação da segurança contra arrancamento da face.....	59

1. INTRODUÇÃO

Em todas as áreas, especialmente na engenharia civil, estuda-se incansavelmente meios que gerem redução de consumo de materiais (principalmente recursos naturais) e prazos de execução, sem causar redução no desempenho e durabilidade, buscando manter sempre um elevado padrão de qualidade.

Preservar e manter o impacto no mínimo possível ao meio ambiente, onde a execução se aplicará, é uma concepção que ganha cada vez mais importância devido à necessidade de evitar possíveis problemas ecológicos, buscando assim, manter ou até melhorar a qualidade de vida da população atual e de seus descendentes.

Por muitos anos, as únicas opções disponíveis de estruturas de contenção foram em concreto armado ou ciclópico, atirantadas ou não, sendo denominadas de “tradicionais”. Contudo, em situações onde a altura do solo a ser contido era elevada ou onde os solos de fundações apresentam características colapsíveis, o custo de tais estruturas tornar-se-ia altamente oneroso.

Tendo em vista tal situação e buscando superar as dificuldades com um custo menor, desenvolveram-se diversos tipos de contenção em solo reforçado, onde, por suas vantagens, acabaram, em grande parte, substituindo as estruturas tidas como “tradicionais”. Essas estruturas são, simplesmente, muros de gravidade onde o material da estrutura é constituído de solo associado a elementos resistentes à esforços de tração. Essa tecnologia não pode ser tida como “nova” já que, pode ser observada na Mesopotâmia (2000 a.C), na China (215 a.C.) e em outras civilizações.

O material geossintético faz parte do grupo de alguns dos mais novos materiais de construção, geralmente aplicado em obras de infraestrutura. Muito viável e podendo ser aplicado em reforço de solo, separação, filtração, drenagem, contenção de fluídos e gases ou controle de processos erosivos. O termo vem de “geo” que se refere a terra e “sintético” referindo-se a um material polimérico empregado em sua fabricação.

O Brasil apresenta dados atípicos, sendo, um dos países com relevante quantidade de profissionais renomados em pesquisas de desenvolvimento e aplicação de geossintéticos; contudo, apresenta nível de utilização mínimo quando comparada á outros países.

Com a utilização de materiais como geossintéticos em reforço de solo normalmente consegue-se: aumentar a estabilidade global do maciço de solo; ganhar

tempo, pois torna a execução mais rápida; facilitar o processo de aplicação, podendo-se utilizar mão de obra local.

Em alguns casos, encontramos na engenharia, limitações geradas pelo meio ambiente, sendo preciso reduzir o espaço a ser ocupado pela estrutura. Utilizando material geossintético pode-se criar condições de estabilidade melhores para o solo, tornando possível, se for o caso, manter uma solução de taludes íngremes em aterro, sem aderir a muros de contenção a gravidade.

A partir da implementação de materiais sintéticos como geogrelhas e geotêxteis (mais usuais), obtém-se um comportamento do solo superior em relação aos esforços de tração, pois os mesmos permitem uma maior interação das partículas do solo e criam solicitações no solo de fundação muito inferiores a estruturas “tradicionais”. Com essas características podemos dimensionar estruturas menos suscetíveis a desastres naturais e com vida útil superior quando comparadas a aterros convencionais.

O solo apresenta muitas vezes trechos com elevada fragilidade, gerando uma diminuição considerável da sua capacidade de carga, o uso dos geossintéticos apresentam características peculiares que auxiliam na redução desta fragilidade do solo natural.

Dependendo do tipo de solo a ser usado em um aterro, pode ser necessário um espaço muito grande ocupado pelo talude. E isso porque a coesão, o peso específico, o ângulo de atrito interno e a granulometria do solo, vão definir a geometria do aterro.

Um estudo apresentado anteriormente por NUNES (2016) sobre o km 26 da rodovia TO-455 apresentou como sugestão final uma estrutura de contenção a gravidade em gabião. Tendo em vista os custos já discutidos por pesquisadores em estruturas geotécnicas, sobre, o custo de implantação de estruturas “tradicionais” comparadas às reforçadas com geossintéticos, surgiu-se uma dúvida, precisar-se-ia implantar tal solução ou poder-se-ia encontrar uma solução técnica menos onerosa e que criasse oportunidades de emprego na região local?

Fez-se o desafio, propor um projeto de intervenção em muro reforçado para o talude de corte presente na rodovia TO-455 km 26, atendendo o fator de segurança mínimo pré-determinado pelo método de cálculo adotado, tanto na estabilidade interna quanto na estabilidade externa e comparar com proposta anteriormente estudada e apresentada por NUNES, 2016.

O objetivo desse estudo é, propor um projeto de intervenção em muro reforçado para o talude de corte presente na rodovia TO-455 km 26, atendendo o fator de segurança mínimo pré-determinado pelo método de cálculo, tanto na estabilidade interna quanto na

estabilidade externa e comparar com proposta anteriormente estudada e apresentada por NUNES, 2016.

São objetivos gerais deste:

Calcular solicitação no talude reforçado a partir da caracterização do solo apresentada por NUNES, 2016.

Dimensionar comprimento do reforço, quantidade e espaçamento das camadas a serem reforçadas com geogrelha usando o método Ehrlich-Mitchell;

Garantir o atendimento dos fatores de segurança nas estabilidades internas e externas, caso ocorra inconsistência em alguma etapa, apresentar as medidas de correção.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. Solo como material de construção

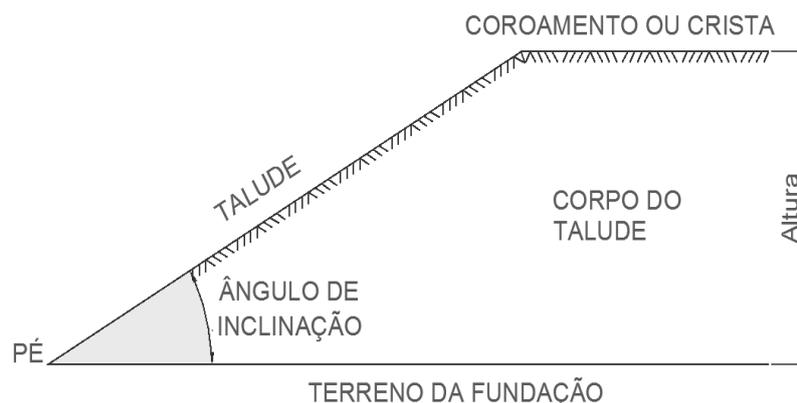
Quando se fala em trabalhar com solos, imediatamente nos vêm à mente suas características exclusivas: descontinuidades, grandes variações granulométricas, baixa resistência à tração/cisalhamento, grande variação de permeabilidade, elevadas deformabilidades, altos graus de erodibilidade etc. Exatamente por essas características, as obras de engenharia no último século procuram sempre por sítios mais nobres, por solos homogêneos, mais resistentes, isentos da presença de água, pouco deformáveis e pouco erodíveis, mesmo que isso representasse maior custo (VERTEMATTI, 2015).

Segundo Caputo (1987), o próprio solo é diretamente usado em obras de aterros, barragens, pavimentos de rodovias e aeroportos. Em casos assim, o solo deve satisfazer determinadas exigências requeridas pelas especificações próprias da obra. Quando tal não ocorrer, deve-se submetê-lo a um tratamento adequado, para que então venha a conseguir as características e propriedades que permitam sua implantação. Em qualquer situação, o objetivo é o aumento de resistência do solo, o que se consegue atuando no ângulo de atrito interno ou na coesão, ou em ambos.

2.1.1. Taludes

Conforme Caputo (1987), taludes são quaisquer superfícies possuidoras de inclinação que limitem uma massa de terra, rocha ou de terra e rocha. Podem ser naturais (encostas) ou artificiais (taludes de cortes e aterros). Quanto a sua importância, basta atentar para os abundantes acidentes ocorridos, iminentes ou receados, em todas as épocas e no mundo todo.

Figura 1: Terminologias usais em taludes



Fonte: Autor (2017) adaptado de Caputo (1987)

2.1.1.1 Relato de acidentes

Historicamente aludem a dois escorregamentos de grandes proporções. O de Saint Goldau (1806), na Suíça, onde uma grandiosa massa rochosa, de 30m de altura e 1500m de comprimento, deslizou por meio da encosta arrasando uma aldeia. O segundo, foi em Gross Ventre Valley (1925) margeando o Snake River, no estado de Wyoming (EUA) onde em poucos minutos uma massa julgada na faixa de 50 milhões de metros cúbicos escorregou originando um talude natural (barragem) de 60m de altura (CAPUTO, 1987).

Entre nós, frequentes acidentes, nos primeiros trimestres de 1966 e 1967, nas encostas do Rio de Janeiro e em partes de nossos principais trechos rodoviários, bem como o deslizamento, de agosto de 1972, ocorrido no município de Vila Albertina, em Campos de Jordão (SP), provocando mortes e prejuízos materiais significativos. A seriedade desses deslizamentos foi de tal ordem que levou o então estado da Guanabara a criar o *Instituto de Geotécnica* (CAPUTO, 1987).

Figura 2: Acidente Serra das Araras, 1967



Fonte: Homero Pinto Caputo (1987)

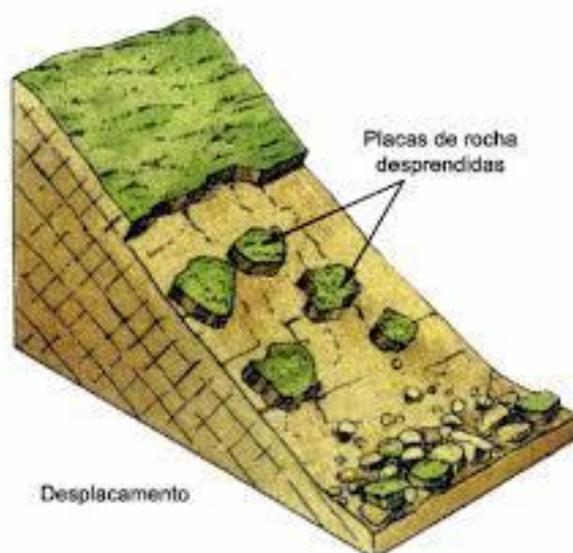
2.1.2. Tipos de movimentos de massa

Os movimentos de massa podem ser classificados, segundo Caputo (1987):

a) *Desprendimento de terra ou rocha*

Fragmentos de rocha que se destacam do resto do maciço, desmoronando livre e rapidamente, acumulando-se onde param.

Figura 3: Modelo de desprendimento de Rocha



Fonte: http://digilander.libero.it/paololitico/tipo_2frana.htm

b) Escorregamento (“landslide”)

É o deslocamento rápido de uma massa de solo ou de rocha que, despreendendo-se do maciço, desliza para o lado e para baixo, ao longo de uma *superfície de deslizamento*.

A partir do movimento seja acompanhado predominantemente por uma rotação (caso de solos coesivos homogêneos) ou de translação (caso de maciços rochosos estratificados), denominar-se-ão, respectivamente, *escorregamento rotacional* e *escorregamento translacional*.

Se a superfície de deslizamento passar pelo pé do talude ou acima dele, consistirá em um escorregamento superficial ou ruptura de talude, e se por um ponto afastado do pé do talude, escorregamento profundo, ruptura de base ou ruptura sueca (assim denominada, pois fora observada primeiramente em acidentes ocorridos durante o processo de construção das ferrovias suecas).

Figura 4: Escorregamento de maciço de solo

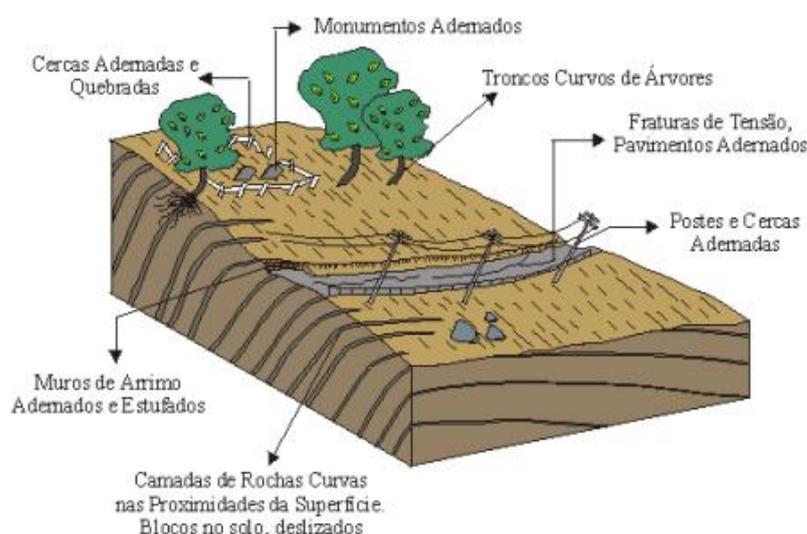


Fonte: http://www.weatherwizkids.com/?page_id=1326

c) Rastejo (“creep”)

Movimentação lenta e contínua das camadas superficiais sobre a camada mais profunda, com ou sem limite definido entre maciço (solo) que se movimenta e o que permanece estacionária.

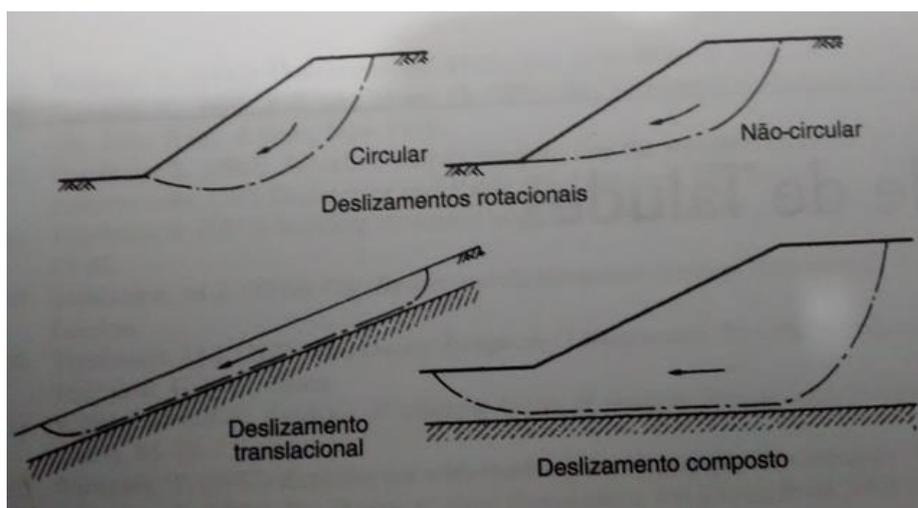
Figura 5: Rastejo de massa de solo



Fonte: <http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/ead/riscos/risco11b.html>

As forças gravitacionais, segundo CRAIG (2011), tendem a gerar instabilidade em todos os tipos de taludes (naturais, escavados e de barragens). Em escorregamentos *rotacionais*, a faixa de ruptura na seção pode ter um formato em arco circular ou uma curva não circular. Geralmente, deslizamentos circulares estão ligados a condições não homogêneas. Os escorregamentos *translacionais e compostos* acontecem onde o formato da faixa de ruptura sofre influência pela presença de um estrato vizinho com significativa diferença de resistência, dando o entendimento de que a maior parcela da superfície de ruptura esteja do estrato com menor resistência ao cisalhamento. A forma da superfície poderia sofrer influência também pela presença de descontinuidades, sendo elas, deslizamentos preexistentes e fissuras. Os escorregamentos translacionais tendem a acontecer onde o estrato vizinho está em uma cota relativamente baixa sob a superfície do talude, e a superfície de ruptura comporta-se como um plano e aproximadamente paralela ao talude. Os escorregamentos compostos acontecem comumente quando o estrato vizinho fica localizado em profundidades maiores e, nessa ocasião, a superfície de ruptura consiste em seções curvas e planas. Na maioria das vezes, a estabilidade de talude pode ser dita como um problema bidimensional, e podem-se admitir condições do estado plano de deformações.

Figura 6: Tipos de Ruptura de taludes



Fonte: Robert F. Craig (2011)

Tabela 1 – Causas de movimentos de massa

Causas	Descrição
Externas:	São devidas a ações externas que alteram o estado de tensão atuante sobre o maciço. Esta alteração resulta num acréscimo das tensões cisalhantes, que igualando ou superando a resistência intrínseca do solo leva o maciço à condição de ruptura, por exemplo, aumento da inclinação do talude, deposição de material ao longo da crista do talude, efeito sísmicos.
Internas:	São aquelas que atuam reduzindo a resistência ao cisalhamento do solo constituinte do talude, sem ferir o aspecto geométrico visível, podendo ser: aumento de pressão na água intersticial; decréscimo da coesão.
Intermediárias:	São as que não podem ser explicitamente classificadas em uma das duas classes anteriormente definidas. Efeitos da água subterânea, efeitos do resfriamento, intemperismo das rochas, mudanças na cobertura vegetal dos talude.

Fonte: Autor (2017) modificado de Terzaghi (1950)

O cálculo de estabilidade de taludes de terra consiste na determinação do ângulo de talude sob o qual, nas condições peculiares do talude, e, levando em conta a influência de pressões neutras provenientes de submersão, percolação de água, adensamento ou deformações de cisalhamento, o talude mantém-se em equilíbrio plástico. Isto se dará se em todos os pontos do maciço taludado, as tensões de cisalhamento forem equivalentes às resistências de cisalhamento. O talude existente será considerado estável se o seu ângulo real de inclinação for menor, dentro de certa segurança que o talude de equilíbrio calculado; e é instável caso contrário (VARGAS, 1977).

Segundo NBR-11682 (1991), devem ser considerados na investigação preliminar:

a) a fixação de grau de segurança adequado à estabilidade do talude, tendo em vista a sua localização e as consequências da ruptura;

b) a observação cuidadosa das condições locais, visando a aquilatar a necessidade de medidas de emergência. Estas têm por finalidade minorar as consequências de instabilidades muito graves, envolvendo áreas habitadas, instalações industriais, obras viárias, sistemas ecológicos, cursos d'água, bacias, reservatórios, etc.;

c) o julgamento cuidadoso das condições locais e verificação da necessidade de obras de emergência para impedir-se a progressão do fenômeno no caso de instabilidade já deflagrada;

d) o diagnóstico preliminar ou a elaboração das hipóteses mais prováveis da(s) causa(s) da instabilidade, já deflagrada ou em potencial, assim como o mecanismo de desenvolvimento desta, sua forma, área e profundidade atingidas ou provavelmente envolvíveis;

e) o planejamento das investigações específicas;

2.1.3. Estudo da Estabilidade de Taludes

Quando se fala em estabilidade de taludes podemos encontrar vários pesquisadores que criaram suas metodologias de cálculo (Kötter, Culmann, Fellenius, Taylor e outros).

Segundo Caputo (1987), visto teoricamente o talude se mostra como uma massa submetida a três tipos de forças: devidas ao peso, ao escoamento da água e à resistência ao cisalhamento. Basicamente dois modelos de análise são aplicados, sendo:

a) Método das análises de tensões: consiste em calcular as tensões em todos os pontos do meio e compara-las com as tensões resistentes; se aquelas forem maiores do que estas, aparecerão zonas de ruptura; em caso contrário, aparecerão zonas de equilíbrio.

b) Método do equilíbrio limite: consiste em isolar massas arbitrárias e estudar condições de equilíbrio mais desfavorável.

A aplicação do Método Sueco pode ser conduzida considerando-se a massa do talude na sua totalidade (método global) ou, então, dividida em fatias (método das fatias).

Genericamente a designação “Método Sueco” abrange todos os métodos que consideram a superfície de ruptura cilíndrica tendo por diretriz um arco de circunferência de círculo (CAPUTO, 1987).

Uma solução aproximada é admitida uma superfície de ruptura circular, calculando o fator de segurança (FS) do talude apenas pelo equilíbrio dos momentos, admitindo que os esforços tangenciais e normais às paredes das lamelas eram colineares e de igual magnitude, permitindo anular seus efeitos. Esta é a hipótese simplificadora do procedimento desenvolvida por Petterson e Hultin, posteriormente desenvolvida por Fellenius. Bishop afirma que, ao desprezar a ação mútua entre as fatias, introduz-se para mais no valor de *FS* um erro na ordem de 15%. (CAPUTO, 1987)

Método das Fatias (solos com atrito e coesão): antes de iniciar o cálculo deve-se atentar para: dividir em um número arbitrário de fatias o círculo de ruptura. Cada fatia deve possuir sua base superior (externa ao talude) inclinada ou horizontal, e ainda, cada fatia deve estar limitada a um tipo apenas de solo, em caso de uma mesma faixa conter dois solos, divide-se a fatia em duas e calcula-se independentemente. Quanto maior o número de fatias, maior exatidão possuirá o resultado.

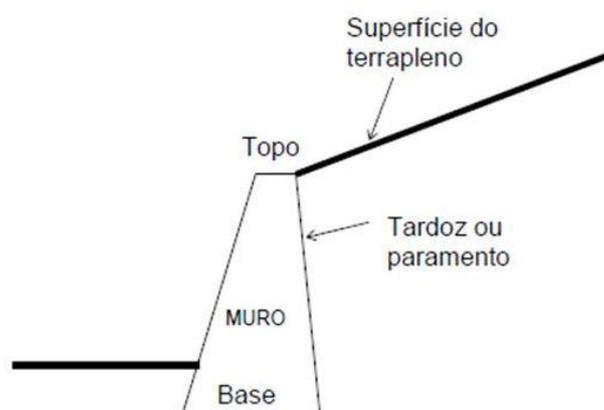
2.2. Muros de contenção

Conforme Barros (2011) para escolher o tipo de muro a ser utilizado, três fatores básicos devem ser levados em consideração: fator geotécnico, fator físico e fator econômico. O fator geotécnico leva em conta o tipo de solo a segurar e capacidade de carga suportada pelo solo de fundação, além da presença de nível freático elevado (ou não). Já o fator físico, de forma resumida, envolve a altura da estrutura de contenção e o espaço livre para a execução da mesma. Por fim, o fator econômico está atrelado a materiais e à acessibilidade de mão de obra qualificada, tempo de efetivação da estrutura e seu custo final.

Afirma Moliterno (1980) que uma obra qualquer de contenção apresentará baixa confiabilidade em caso onde não haja observação (olhar crítico) do comportamento de construções semelhantes já concluídas e de movimentos vagarosos da encosta que podem ser percebidas somente com a visita/inspeção do local da construção.

Segundo Barros (2011) dependendo do material aplicado na obra de contenção, torna as estruturas podem ser classificadas em dois tipos básicos: estruturas rígidas e estruturas flexíveis. As estruturas rígidas são constituídas de materiais que não admitem tipo algum de deformação, como por exemplo, os muros de concreto ciclópico. De forma oposta, temos estruturas flexíveis compostas por materiais deformáveis que, dentro de estado limite pré-calculado, atenuam os esforços gerados pelas movimentações e acomodações da estrutura sem perder eficiência e estabilidade.

Figura 7: Terminologias dos componentes de muro de arrimo



Fonte: http://images.slideplayer.com.br/2/5619286/slides/slide_4.jpg

O muro pode ser entendido, Gerscovich (2009), como estruturas corridas para contenção apresentando paredes muito íngremes ou verticais, sendo sustentadas em fundações profundas ou rasas.

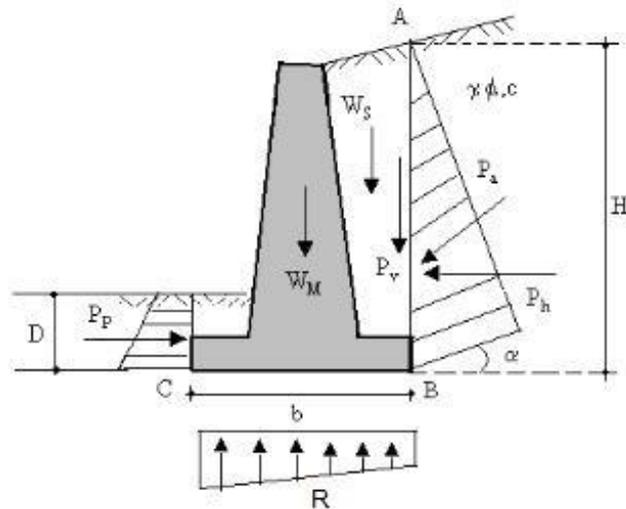
Caputo (1987) diz que, o empuxo de terra pode ser qualificado como a ação gerada pelo maciço sobre as estruturas que estão restringindo-o de movimentar-se horizontalmente. Os muros de arrimo têm o papel de segurar o solo, por isso sobre estes há um esforço atuante (empurra o muro).

2.2.1. Estruturas à Gravidade

Conforme Gerscovich (2009), muros à gravidade são estruturas de alto peso cobrando do terreno de assentamento uma capacidade de carga superior aos esforços

causados pelo muro. Possui limitada altura devido a seu peso e sua geometria é dimensionada para que suporte parâmetros de ruptura como escorregamento da base, tombamento, ruptura do solo de fundação e instabilidade global do talude, advindos do empuxo do solo. Precisam de espaço para comportar a largura que é, comumente, cerca de 0,5 vezes a altura.

Figura 8: Esforços atuando no muro Pesos (W), Empuxos (P) e Reação do Solo (R)



Fonte: <http://www.ebah.com.br/content/ABAAAALWUAD/estabilidades-muros-arrimo>

2.2.2. Cálculo da Estabilidade de Muros de Contenção à Gravidade

Possui nome que já sugere como sua estabilidade trabalha, sendo devido ao seu peso, podendo sofrer auxílio ou não pela resistência passiva desenvolvida na frente da parte anterior ao pé. Devem ser considerados os estados limites no projeto:

- 1º Tombamento do muro (FS ao Giro) $\geq 1,5$;
- 2º Escorregamento do muro (FS ao Deslizamento) $\geq 1,5$;
- 3º Capacidade de carga na fundação (FS a ruptura da fundação) $\geq 1,5$;
- 4º Resistência à tendência de escorregamento do solo (FS global) $\geq 1,5$;

Antes da prática do cálculo da estabilidade deve-se obter todos os vetores (forças) e distância do ponto de aplicação do vetor (centroide) à extremidade da base (fundação) que possua maior tendência ao giro. Usando teoria de Coulomb (1773) e Rankine (1856) obtêm-se os empuxos (passivo e/ou ativos). E, através de métodos geométricos de

análises, encontra-se a contribuição do solo (se houver), contribuição do peso do muro e contribuição da sobrecarga (se houver).

1º) Tombamento do muro à gravidade

Obtidos todos os vetores das forças (kN) a qual a estrutura estiver submetida e a distância (m) de seus centroides quanto ao eixo de rotação do muro, é de grande importância avaliar quais esforços contribuem atuando contra a resistência (estabilidade) e quais atuam a favor, com isso calcula-se:

$$FS_t = \frac{\sum M_r}{\sum M_a} \geq 1,5 \quad [1]$$

Onde:

FS_t = Fator de segurança contra o tombamento da estrutura;

M_r = Momentos estabilizantes (resistentes) em kN*m;

M_a = Momentos instabilizantes (atuantes) em kN*m.

2º) Deslizamento do muro à gravidade

O movimento da estrutura cria um esforço de cisalhamento na fundação, que funciona como força de atrito ao movimento, sendo obtida pela expressão:

$$S = B * \left(\frac{\sum F_y}{B} * \tan \varphi \right) \quad [2]$$

Onde:

S = Esforço cisalhante do muro (kN);

F_y = Qualquer força perpendicular à base da fundação (kN);

B = Base da fundação da estrutura (m);

φ = Ângulo de atrito do solo (°).

3º) Segurança na Fundação do muro à gravidade

Precisa-se calcular o ponto de aplicação onde a resultante de todos os esforços transfere sua força para a base, com o ponto, é possível encontrar a excentricidade da resultante devendo ser comparada a excentricidade limite.

$$x = \frac{\sum M_r - \sum M_a}{\sum F_y} \quad [3]$$

x = ponto de aplicação da resultante (m);

F_y = qualquer força perpendicular à base da fundação (kN);

$$e = x - \frac{B}{2} \quad [4]$$

e = distância do centro da base ao ponto de aplicação da resultante (excentricidade) dada em metros;

$$e_{LIM} = \frac{B}{6} \quad [5]$$

e_{LIM} = excentricidade limite (m);

$$e \leq e_{LIM} \quad [6]$$

Se excentricidade não for menor ou igual a excentricidade limite, significa que haverá tração na base. Se houver, recomendável aumentá-la (se possível) ou substituir a por outra solução geotécnica. Calcula-se as tensões máximas e mínimas, respectivamente, descarregadas da estrutura para o solo, unidade final de (kN/m²):

$$\sigma_1 = \frac{\sum F_y}{B} * \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) \quad [7]$$

$$\sigma_2 = \frac{\sum F_y}{B} * \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right) \quad [8]$$

E finalizando conferindo se a exigência para segurança da fundação é atendida, para isso, tensão máxima (σ_1) deve ser menor ou igual a (σ_{ADM}) multiplicada pelo fator

de segurança. Tensão admissível (σ_{ADM}) é a tensão que o solo admite receber de descarga sem que haja colapso, ambos em (kN/m²).

$$\sigma_1 \leq \sigma_{ADM} * FS \quad [9]$$

4º) Resistência à tendência de escorregamento do solo

Essa etapa consiste em calcular o maciço de solo presente no tardo do muro e sua resistência ao escorregamento da faixa de ruptura do talude, fator de segurança global, sua metodologia de cálculo é idêntica ao cálculo de estabilidade de talude.

$$FS_g = \frac{\sum M_r}{\sum M_a} \geq 1,5 \quad [10]$$

2.3. Geossintéticos

2.3.1. Histórico

A utilização de materiais naturais para melhorar a qualidade dos solos é prática comum desde 2000 a.C. Estacas de junco, solo misturado com palha, bambus etc., em geral, materiais vegetais constituídos de fibras resistentes, foram empregados nos *Zigurates* (vide figura 10) na Mesopotâmia, na *Grande Muralha da China* (vide figura 9) e em várias obras do *Império Romano* (VERTEMATTI, 2015).

Figura 9: Muralha da China, construção iniciada em 215 a.C.



Fonte: http://ariamkutham.blogspot.com.br/2015_10_01_archive.html

Figura 10: Zigueate de Ur (templo da lua) datada de 2000 a.C.



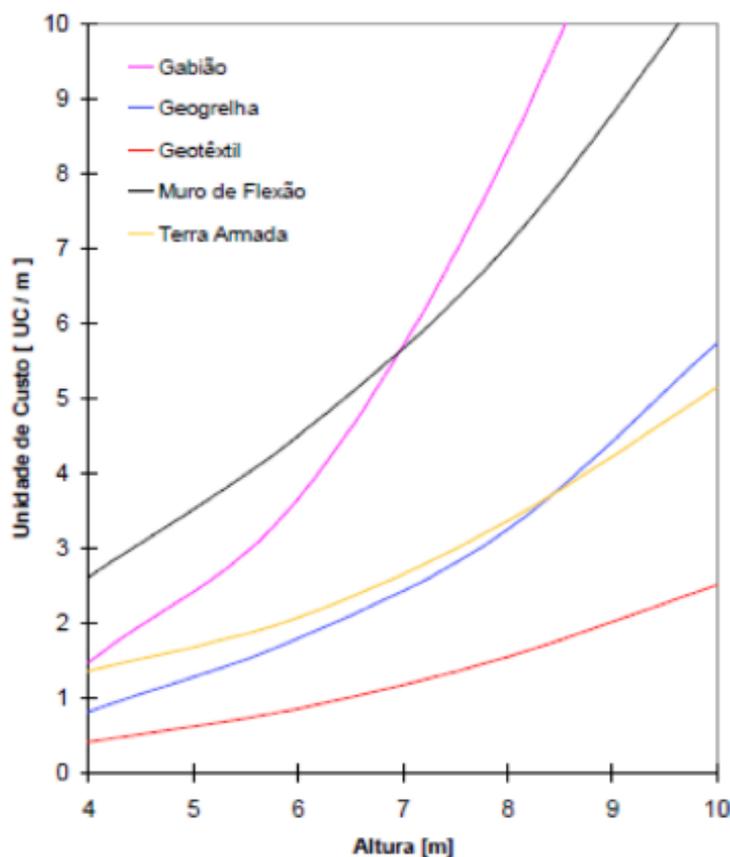
Fonte: <http://www.museudeimagens.com.br/zigurate/>

Segundo Carvalho (1986), a primeira obra em solo reforçado de grande porte no Brasil foi executada na rodovia que liga Taubaté a Campos do Jordão, datada do início da década de 80. O objetivo do uso de geotêxteis na obra foi reforçar o aterro rodoviário que estava assente a solo mole.

2.3.2. Custo comparado a outras soluções

Plácido et. al. (2010), mostrou em seu estudo uma comparação entre estruturas de contenção, tendo alturas variando de 4 a 10 metros e seus respectivos custos, sendo elas: muro à flexão, muro de solo reforçado com geotêxtil, muro de solo reforçado com geogrelha, muro em gabião e terra armada. A figura 11 mostra os custos por metro linear construído.

Figura 11: Comparação de custos entre possíveis soluções de muros de contenção



Fonte: Plácido et. al. (2010)

Seus resultados mostram que o muro reforçado com geotêxtil é a solução menos onerosa, em qualquer que seja a altura. Em alturas a partir de 8,5 metros a terra armada é mais viável que o muro reforçado com geogrelha. Muro à flexão começa bem caro em relação aos outros, contudo, a partir do sétimo metro, o gabião começa a superar seu custo, inviabilizando economicamente a alternativa a partir dessa altura.

Tabela 2: Comparação de custos entre métodos de construção de muros e taludes no Canadá

Método de Construção	Custo da Construção (\$US Canadense)
Talude 1:1 reforçado com geogrelha	0,48
Muro de terra armada	1,38
Muro de concreto armado	1,52

Fonte: Autor (2017) adaptado de Mitchell e Villet (1987)

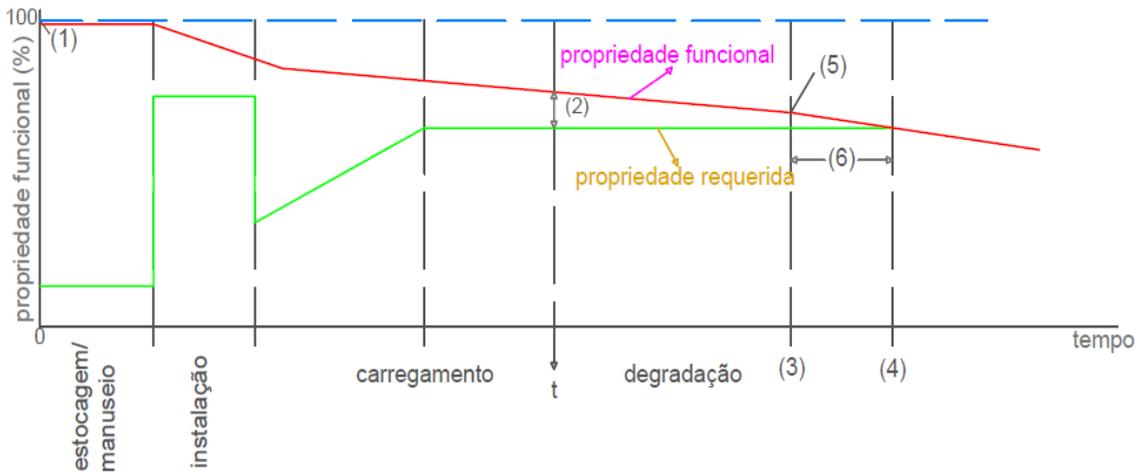
Argumentam, Mitchell e Villet (1987) que em grande parte dos casos de estruturas de contenção, as reforçadas com geotêxtil são de vinte a cinquenta por cento mais baratas do que as soluções convencionais. Isso ocorre, pois, os geotêxteis possuem custo inferior e ainda um método de construção simples, gerando baixo custo de concepção da estrutura. Em geral, são custos dessa estrutura: Escavação, geotêxtil, instalação do geotêxtil, reaterro e lançamento, colocação das camadas, painéis do faceamento. Em outras estruturas reforçadas com outros materiais, exemplo: geogrelha, a semelhança do direcionamento do investimento é muito grande, contudo, há custo com máquinas para compactação das camadas.

2.3.3. Particularidades dos Geossintéticos

Os geossintéticos utilizados para reforço de solo devem restringir as deformações e aumentar resistência do maciço. Em particular, o reforço deve conferir ao solo a resistência à tração que este não possui. Os geossintéticos empregados com mais frequência em maciços reforçados são os geotêxteis tecidos e não tecidos, as geogrelhas, as geotiras e os geocompostos resistentes (EHRlich et al. apud VERTEMATTI, 2015).

Quando é projetada uma estrutura em solo reforçado, é preciso estipular critérios de redução da resistência nominal do geossintético, para aliar as incertezas relativas ao produto em si e às influências relativas às solicitações, ao meio ambiente e ao processo de instalação. A metodologia usual recomenda a inserção de fatores parciais de redução, que contemplam as condicionantes de instalação e solicitações dos geossintéticos durante a vida útil da obra (KOERNER; PALMEIRA; VIDAL et al. apud VERTEMATTI, 2015).

Figura 12: Simplificação dos fatores de redução na resistência nominal do geossintético



Fonte: Autor (2017) adaptado de Vidal (1999)

- (1) Propriedade índice;
- (2) fator de segurança no tempo t ;
- (3) vida de serviço requerida no projeto;
- (4) vida de serviço prevista para as condições de projeto;
- (5) fator de segurança da propriedade no fim da vida de serviço requerida;
- (6) segurança no tempo de falha do desempenho.

Segundo Vidal (1999), a propriedade funcional (T_k) pode ser determinada pela divisão entre propriedade índice (T_I) e o fator de redução total (f_t). Onde o fator de redução total (f_t) é dado pelo produto dos fatores de redução parciais, definidos por:

- a) Fator de redução devido à deformação por fluência (f_f);
- b) Fator de redução devido eventuais emendas (f_e);
- c) Fator de redução devido a danos mecânicos (f_d);
- d) Fator de redução devido à degradação química e biológica pelo meio ambiente (f_a).

$$T_k = \frac{T_I}{f_f * f_a * f_e * f_d} \quad [11]$$

A propriedade funcional deve considerar o tipo de solicitação atribuída na obra e as condições de utilização do geossintético. Esta, representa o comportamento do geossintético de acordo com determinadas condições de utilização impostas pela obra e permite considerar a interação com o meio adjacente (VIDAL et. al., 1999).

Tabela 3: Faixa de valores indicativos para fatores de redução parcial e total

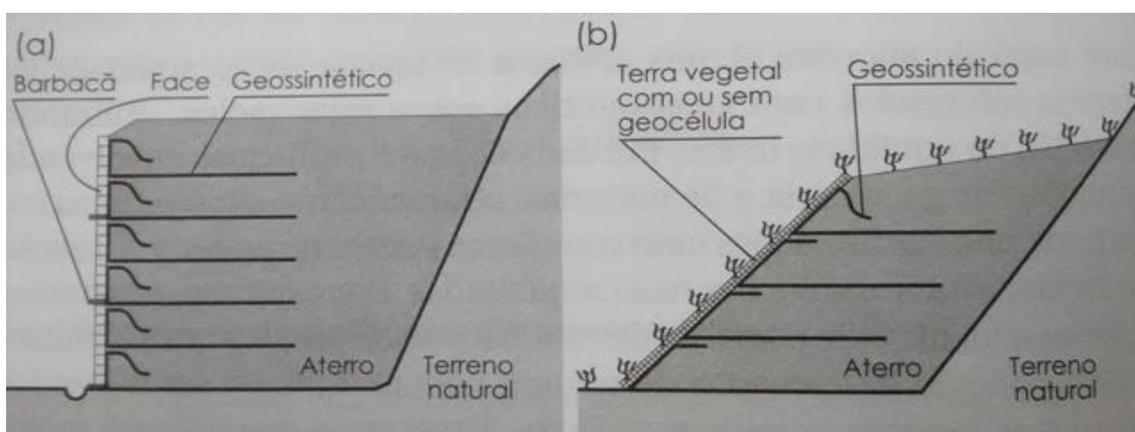
Fator	Sigla	Valor Mínimo	Valor Máximo
Fluência em tração	FRP _{FL}	2	5
Danos de instalação	FRP _{DI}	1,5	2
Degradação ambiental	FRP _{DA}	1,05	2
Átaque químico	FRP _{AQ}	1	2
Fator de redução global	FRT	3,15	40

Fonte: Autor (2017) adaptado Vertematti (2015)

Em projetos de solo reforçado, deve-se estabelecer critérios de redução da resistência nominal do geossintético, para incorporar as incertezas relativas ao produto em si e às suas influências relativas às solicitações, ao processo de instalação e ao meio ambiente. A sistemática usual recomenda a adoção de fatores parciais de redução, que contemplam as condicionantes de instalação e solicitação dos geossintéticos durante a vida útil da obra (KOERNER, 1994).

Em maciços reforçados, a implantação de materiais geossintéticos como elementos de reforço ao aterro gera um remanejamento global das tensões e deformações, possibilitando a adoção de estruturas com face vertical (muros) ou maciços mais íngremes (taludes), com menor quantidade de volume de aterro compactado (figura 13). Este fato associado à possibilidade de se usar solos acessíveis no local da obra pode reduzir significativamente o custo da solução envolvendo solo reforçado, quando a mesma é comparada com as propostas convencionais (EHRlich, et al. apud VERTEMATTI, 2015).

Figura 13: Muro reforçado e talude íngreme reforçado



Fonte: Manual Brasileiro de Geossintéticos, 2ª ed.

Segundo a NBR ISO 10318 (2013), os geossintéticos podem exercer concomitantemente duas ou mais funções, sendo que suas principais funções são:

a) Controle de Erosão Superficial: Uso de um geotêxtil ou produto correlato para evitar ou limitar os movimentos de solo ou de outras partículas na superfície, por exemplo, de um talude;

b) Drenagem: Coleta e condução de águas pluviais, águas subterrâneas e outros fluidos no plano de um geotêxtil ou produto correlato;

c) Filtração: Retenção de um solo ou de outras partículas submetidas a forças hidrodinâmicas, permitindo a passagem do fluido em movimento através, ou no interior, de um geotêxtil ou produto correlato;

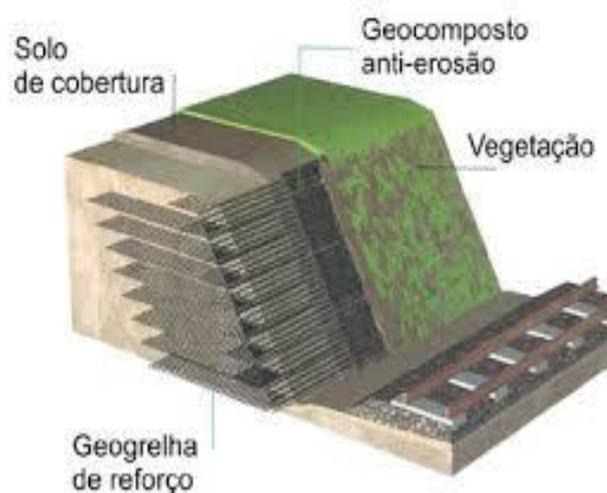
d) Barreira: Uso de um geossintético para prevenir ou limitar a migração de fluidos;

e) Proteção: Limitação ou prevenção de danos localizados em um elemento ou material, pelo uso de um geotêxtil ou produto correlato;

f) Reforço: Uso do comportamento tensão-deformação de um geotêxtil ou produto correlato para melhorar o comportamento mecânico do solo ou de outros materiais de construção;

g) Separação: Prevenção da mistura de dois materiais adjacentes de naturezas diferentes, solos ou material aterro, pelo uso de geotêxtil ou produto correlato.

Figura 14: Combinação de solo reforçado com geotêxtil e geogrelha



Fonte: <http://www.geossintec.com.br/wp-content/uploads/2015/05/foto24.jpg>

Segundo Vertematti (2015), nos últimos tempos, os geossintéticos vêm assumindo um papel fundamental, substituindo e/ou melhorando técnicas existentes, gerando associações e combinações com agregados e solos, dando resultado em soluções mais leves, confiáveis, rápidas e econômicas.

Ehrlich (2015) aponta que, do ponto de vista de execução, são inúmeras as vantagens da utilização de geossintéticos como elementos de reforço:

- a) possibilita a construção de taludes e aterros com inclinações mais acentuadas;
- b) minimiza o impacto ambiental decorrente das obras de contenção;
- c) permite a adoção de tipos variados de acabamento da face dos taludes;
- d) permite a execução de obras em locais de difícil acesso;
- e) permite o uso de mão de obra não qualificada e equipamentos simples;
- f) reduz consideravelmente o tempo de construção da obra.

A estrutura final obtida é essencialmente flexível, esteticamente adequada e economicamente viável.

Figura 15: Geogrelha



Fonte: <http://ecoengenharia.com.br/produtos/geogrelhas-e-tecidos/geogrelha-fortrac/>

Em estruturas acima de quatro metros, como reforço de solo, é indicado o uso da geogrelha. Onde, segundo Eco Engenharia (2016), algumas de suas propriedades são: alto módulo de rigidez (alta resistência à tração à baixa deformação), elevada resistência à tração na ruptura, comportamento estável a longo prazo devido à propriedade de baixa

fluência, resistência aos micros organismos e elementos químicos presentes no solo, bem como à radiação de UV e à degradação por danos mecânicos de instalação, boa interação com o solo pela escolha da abertura de malha da geogrelha mais apropriada ao material adjacente, flexível, leve e fácil de instalar, ampla gama de resistências nas direções longitudinal e transversal .

2.3.4. Comportamento do solo e seus parâmetros

O comportamento dos solos se apresenta sendo não linear, não elástico, e seus parâmetros se alteram com o nível de tensões. A modelagem direta desse tipo de comportamento seria muito complexa. Para sanar o problema foram desenvolvidas relações entre tensão e deformação hiperbólicas para uso em análises incrementais não lineares (Duncan et al. 1980). Dessa forma, os cálculos das deformações equivalentes a um dado carregamento não são realizados de uma só vez. Em vez disso, o carregamento é aplicado dividido em vários incrementos.

O modelo de Duncan et al. (1980), diz que, em cada incremento dessas análises, admite-se que o comportamento do solo seja linear elástico, fundamentado em parâmetros constantes, exemplo: módulo de Young e coeficiente de Poisson. Admitir um comportamento linear significa sustentar a ideia de que o solo obedeça a lei de Hooke, assim, a partir das tensões aplicadas as deformações aumentam de forma proporcionalmente. Significando que, toda e qualquer deformação sofrida são recuperadas com a remoção do carregamento.

São apresentados parâmetros hiperbólicos conservativos sugeridos por Duncan et al. (1980) para diferentes tipos de solos, caso os parâmetros de comportamento mecânico do solo não sejam conhecidos. No modelo original de Duncan et al. (1980) foram analisados apenas solos sedimentares em geral de países de clima temperado. Em países de clima tropical, há numeroso volume de solos finos lateríticos ou de origem residual, sendo há décadas, usados nas mais diversas obras com excelente desempenho. A tabela 4 apresenta os parâmetros primeiramente avaliados por Duncan et al. (1980), contudo, apresentados por Ehrlich et al. (2009) para solos brasileiros compactados.

Tabela 4: Parâmetros hiperbólicos conservativos de solos Brasileiros

Classif. Unific.	GC (%)	γ_m (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	K	n
SM (Areia Siltosa)	100	21	36	20	600	0,40
	95	20	34	15	450	0,40
	90	19	32	10	300	0,40
	85	18	30	5	150	0,40
SM-SC (Areia Silto-Argilosa)	100	21	33	25	700	0,60
	95	20	33	20	500	0,60
	90	19	33	15	350	0,60
	85	18	33	10	300	0,60
ML (Silte baixa compressibilidade)	100	19	28	25	250	0,70
	95	18	28	20	200	0,70
	90	17	28	15	150	0,70
	85	16	28	10	100	0,70
MH (Silte alta compressibilidade)	100	17	25	30	500	0,70
	95	16	25	25	300	0,70
	90	15	25	15	250	0,70
	85	14	25	10	200	0,70
CL (Argila baixa compressibilidade)	100	19	28	25	200	0,45
	95	18	28	20	170	0,45
	90	17	28	15	140	0,45
	85	16	28	10	100	0,45
CH (Argila alta compressibilidade)	100	17	25	30	500	0,50
	95	16	25	25	300	0,50
	90	15	25	20	250	0,50
	85	14	25	10	200	0,50

Fonte: Autor (2017) adaptado de Ehrlich (2009)

Os parâmetros obtidos, K e n, sendo “K” o módulo tangente inicial da curva tensão-deformação no modelo hiperbólico (adimensional) e “n” o módulo expoente da curva tensão-deformação no modelo hiperbólico (adimensional), são aplicadas durante a rotina de cálculo usada no dimensionamento interno de estruturas em solo reforçado.

2.3.5. Drenagem e sua importância na estrutura reforçada

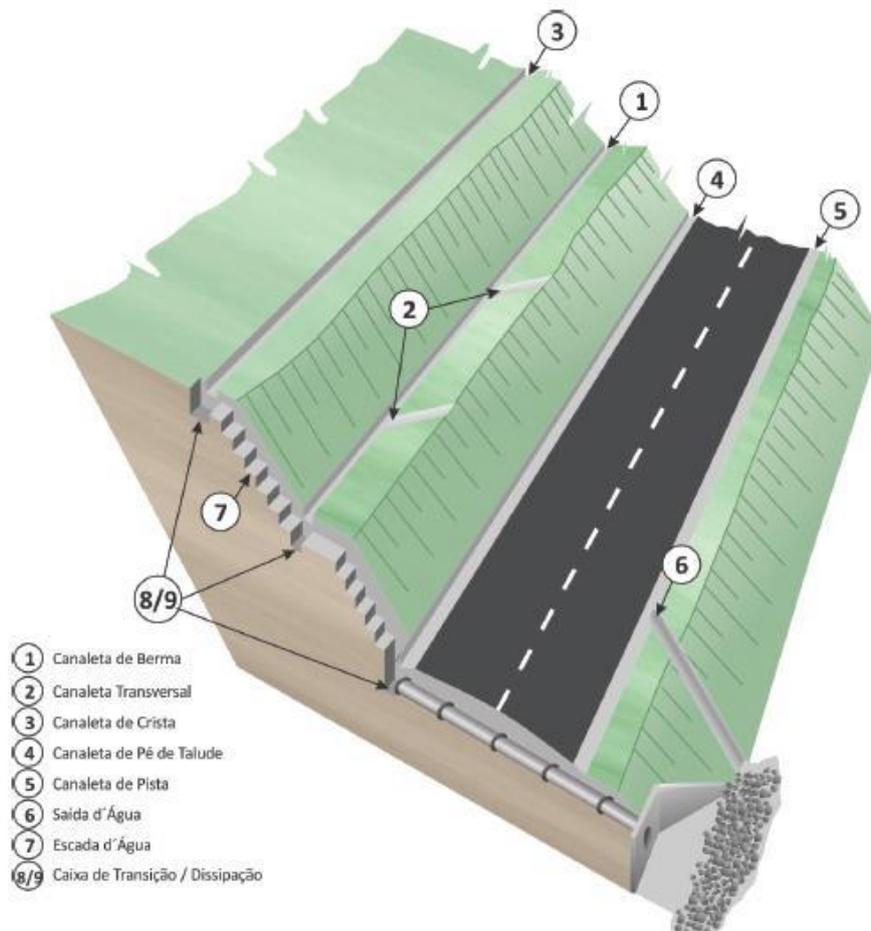
Afirma Ehrlich et. al. (2009), um dos mais importantes aspectos construtivos dos muros em solos reforçados é a drenagem, já que, são consideradas hipóteses de poropressão nulas no maciço do solo reforçado, em todos os métodos de projeto usuais.

O solo do Brasil sendo tropical, quando compactado, apresentam-se parcialmente saturados e agradáveis valores de sucção (já que sua poropressão é negativa devido parcial saturação), contudo, não é considerada no cálculo, mas contribui no processo de estabilização da estrutura. Caso haja um nível de água confinado, sua presença é

duplamente indesejável, primeiro ocasionando poropressão positiva invalidando a proposta do dimensionamento (poropressão nula) e segundo por eliminar a sucção, gerando minoração da segurança do muro (EHRlich; BECKER, 2009).

Segundo Queiroz (2009), há a necessidade de haver um sistema de drenagem superficial com intenção de evitar erosão por eventos pluviais no topo do talude reforçado. Tal intervenção geralmente pode ser praticada com o uso de canaletas na crista da estrutura (drenagem longitudinal), devendo ser dimensionadas para a máxima precipitação na região de acordo com o tempo de vida útil da obra requerido, e na área de contribuição da obra de drenagem. Em geral, também é implantado as escadas de dissipação (drenagem transversal), transportando a água coletada na superfície, reduzindo sua energia e direcionando de forma adequada para o pé do muro, onde haverá uma canaleta de pé (drenagem longitudinal), a figura 16 mostra um detalhamento desses elementos.

Figura 16: Detalhamento de recursos de drenagem superficial



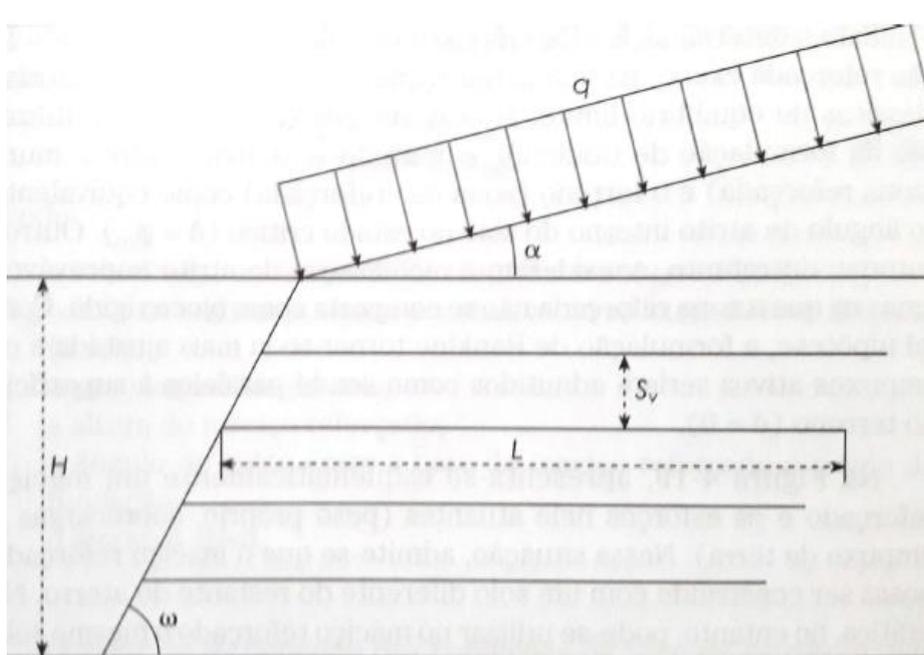
Fonte: DER-SP (2012) apud. NUNES (2016)

Ainda, internamente, é recomendado por Ehrlich et. al. (2009) o emprego de colchão drenante com espessura entre 20 e 50 centímetros na base do maciço e entre o maciço do elemento reforçado e o tardo do solo natural (maciço sem reforço). É indicado que o topo da estrutura seja coberto com por camada de material argiloso compactado, afim de, inibir o ingresso de águas ao interior do maciço. O material a compor o colchão drenante pode ser em areia limpa ou pedriscos, preferivelmente bem graduados, para que exerçam o papel de filtro e impeçam fuga dos finos do solo reforçado e também protejam os drenos horizontais internos de colmatação.

2.3.6. Cálculo da Estabilidade de Muros e Taludes Reforçados com Geossintéticos

Estruturas em solo reforçado possuem dimensionamento comumente dividido em duas etapas, são elas: estudo da estabilidade externa e interna da estrutura. A zona reforçada, em sua totalidade, opera similarmente a um muro de contenção a gravidade convencional. A falência de um sistema solo-reforço pode acontecer interna e externamente à zona reforçada. Um passo adicional do dimensionamento consiste em introduzir, também, a determinação dos arrastos de face dessas estruturas.

Figura 17: Geometria típica e parâmetros de projeto de estruturas em taludes reforçados



Fonte: Manual Brasileiro de Geossintéticos, 2ª ed.

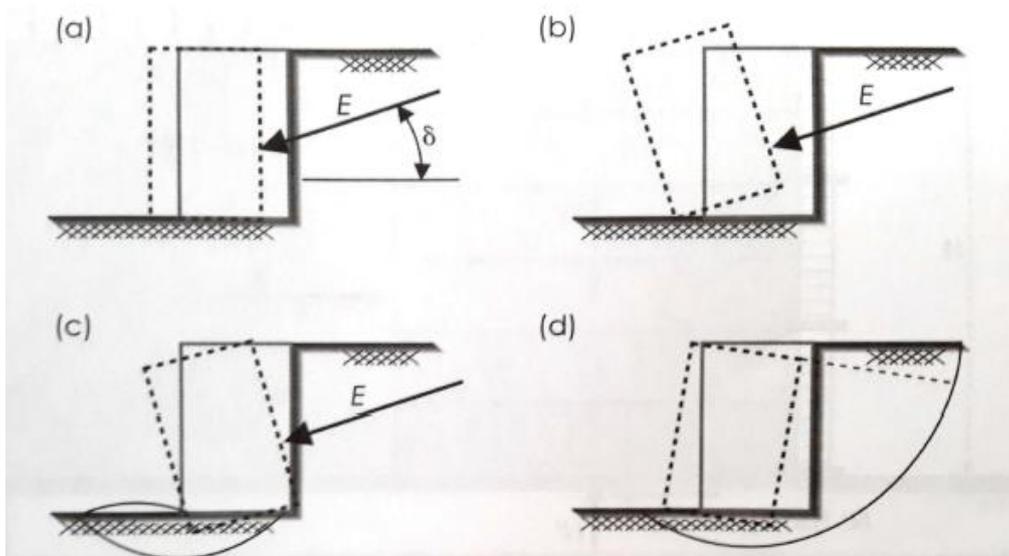
As variáveis utilizadas no dimensionamento são as seguintes:

- a) Altura do Talude Reforçado (H);
- b) Inclinação da estrutura de arrimo (ω);
- c) Ângulo de inclinação do terreno (α)
- d) Propriedades de resistência dos solos de aterro e de fundação;
- e) Resistência da Interface solo/geossintético;
- f) Resistência, comprimento (L) e espaçamento S_v do geossintético;
- g) Condições de compactação do aterro;
- h) Carregamento externo (q);
- i) Fatores de segurança de estabilidade.

2.3.6.1. Verificação da Estabilidade Externa

Apresenta comportamento do conjunto análogo ao de muro à gravidade. Contudo, neste modelo de solução geotécnica existe a necessidade de certificar a possível ocorrência de quatro mecanismos clássicos de instabilidade das estruturas de contenção: deslizamento, tombamento, capacidade de carga e global, conforme indicado na figura 18.

Figura 18: Tipos de instabilidades analisadas no equilíbrio externo



Fonte: VERTEMATTI (2015).

a) Fator de Segurança contra deslizamento

O fator de segurança ao deslizamento de base FS_d é apontado pela razão entre a força resistente que mobiliza a base do muro e a força gerada pelo empuxo lateral do solo:

$$FS_d = \frac{(\gamma_1 * H + q) * Lr * \text{tg } \phi'_1}{E} \geq 1,5 \quad [12]$$

$$E = \frac{k_a * H^2 * \gamma_1}{2} \quad [13]$$

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi'_1}{1 + \sin \phi'_1} \quad [14]$$

Podemos adotar $FS_d = 1,5$ e encontrar o comprimento mínimo do reforço (Lr), fazendo:

$$Lr = \frac{FS_d * E}{(\gamma_1 * H + q) * \text{tg } \phi'_1} \quad [15]$$

Temos que:

q = sobrecarga distribuída de forma uniforme no terrapleno (kN);

FS_d = o fator de segurança contra o deslizamento;

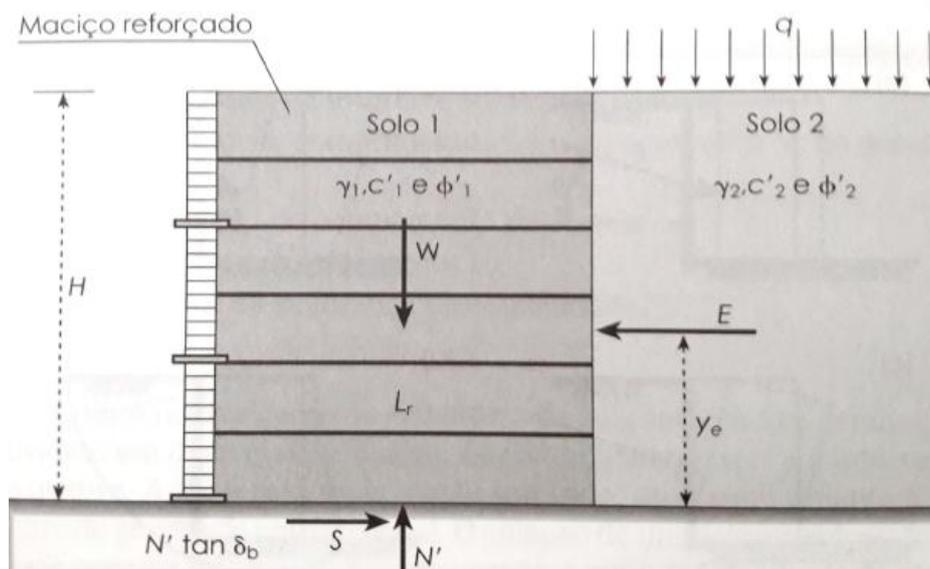
γ_1 = peso específico do solo (kN/m³);

H = altura do maciço reforçado (m);

ϕ'_1 = ângulo de atrito entre base do maciço e solo da fundação (rad);

E = empuxo ativo (kN/m).

Figura 19: Vetores atuantes (Forças) estudados na avaliação de estabilidade



Fonte: Manual Brasileiro de Geossintéticos, 2ª ed.

b) Fator de Segurança contra tombamento

Definido pela relação entre momento estabilizante proporcionado pelo peso da estrutura e o momento instabilizante ocasionado pelo empuxo (E), o fator de segurança ao tombamento é mostrado como:

$$FS_t = \frac{(\gamma_1 * H + q) * L_r^2}{2E * Y_e} \geq 2,0 \quad [16]$$

Usa-se a mesma metodologia demonstrada no Fator de segurança ao deslizamento para obter-se a largura da massa reforçada (L_r).

Y_e = distância entre pé e o ponto de aplicação do empuxo ativo (m).

c) Fator de Segurança contra ruptura do solo de fundação

Em um maciço reforçado a excentricidade da carga resultante na base dá-se:

$$e = \frac{Ka_2 * (1 + 3 * \frac{q}{\gamma_2 * H})}{6 * (\frac{\gamma_1}{\gamma_2} + \frac{q}{\gamma_2 * H})} * \left(\frac{H^2}{L_r}\right) \quad [17]$$

Os algarismos 1 e 2, referem-se, respectivamente, a parâmetros do solo reforçado e do solo de reaterro. No pé do muro a resultante das tensões atuantes deve garantir que toda a base fique sujeita apenas a esforços de compressão. Para tal, a excentricidade (e) deve ser menor ou igual (\leq) à sexta parte de L_r , assim:

$$e_{adm} \leq \frac{L_r}{6} \quad [18]$$

Com isso, a equação para garantir que todas as tensões na base sejam exclusivas de compressão, fica escrita:

$$e = \frac{K a_2 * (1 + 3 * \frac{q}{\gamma_2 * H})}{6 * (\frac{\gamma_1}{\gamma_2} + \frac{q}{\gamma_2 * H})} * \left(\frac{H^2}{L_r} \right) \leq \frac{L_r}{6} \quad [19]$$

Para atender aos três critérios já mencionados (deslizamento, tombamento e ruptura do solo de fundação), deve-se aplicar o maior L_r (comprimento do reforço) obtido pelas equações.

Terzaghi (1967) a partir de suas análises chegou a uma expressão para estimar a capacidade de carga do solo, onde:

$$q_{max} = c' * N_c + q_s * N_q + 0,5 * \gamma_f * B' * N_\gamma \quad [20]$$

Sendo:

e = excentricidade (m)

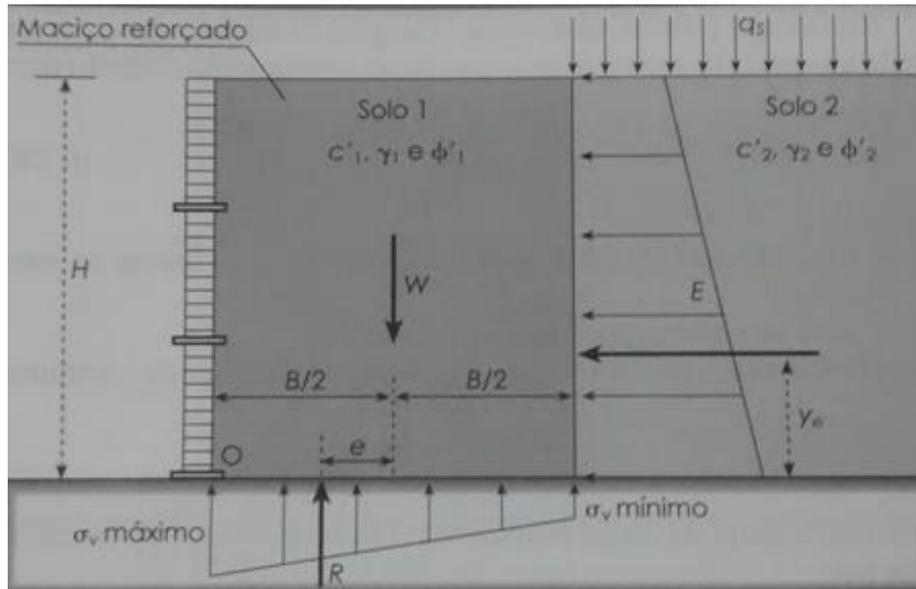
q_{max} = capacidade de carga do solo de fundação (kN);

c' = coesão do solo de fundação (kN/m²);

q_s = sobrecarga do nível da base da estrutura, caso esta esteja parcialmente enterrada (kN);

γ_f = peso específico do solo da fundação (kN/m³);

Figura 20: Arranjo dos vetores de carga e das tensões resultantes



Fonte: Manual Brasileiro de Geossintéticos, 2ª ed.

N_c , N_q , N_γ = fatores de capacidade de carga obtidos nas expressões (Terzaghi; Peck, 1967):

$$N_q = e^{(\pi \cdot \tan \phi')} * \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad [21]$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cotan \phi' \quad [22]$$

$$N_\gamma = 1,8 * (N_q - 1) * \tan \phi' \quad [23]$$

Buscando atender a formulação de Meyerhof (1955) para uma tensão normal distribuída uniformemente (σ) que atuem na base do muro, temos:

$$\sigma = \frac{3 * (\gamma_1 * H + q)}{3 - K_{a2} * \left(\frac{\gamma_2 * H + 3q}{\gamma_1 * H + q} \right) * \left(\frac{H}{Lr} \right)^2} \quad [24]$$

Por fim, calcula-se o FS_f (Fator de Segurança contra ruptura do solo de fundação):

$$FS_f = \frac{q_{\max}}{\sigma} \geq 3,0 \quad [25]$$

d) Fator de segurança contra ruptura global

Nessa última análise, a estrutura de solo é levada em conta como elemento interno à massa de solo, que potencialmente pode mover-se como um corpo rígido. Comumente, a verificação resume-se em resguardar um fator de segurança que previna rotação da massa de solo ao longo de uma superfície de ruptura cilíndrica, o fator é definido com expressão idêntica à análise de estabilidade dos taludes;

$$FS_g = \frac{\sum Mr}{\sum Ms} \quad [26]$$

Sendo:

$\sum Mr$ = momentos resistentes em relação ao centro de rotação (kN*m);

$\sum Ms$ = momentos solicitantes em relação ao centro de rotação (kN*m).

O resultado do fator de segurança deve estar dentro dos parâmetros:

$FS_g \geq 1,3$ para obras temporárias;

$FS_g \geq 1,5$ para obras permanentes.

Em ambientes com histórico de efeitos sísmicos, é recomendável calcular todos os fatores de segurança (deslizamento, tombamento, capacidade de carga e ruptura global) com incremento na faixa de 75%.

2.3.6.2. Verificação da Estabilidade Interna

Aspecto particular no dimensionamento de estruturas em solos reforçados. A ruptura interna pode ocorrer quando as solicitações impostas ao reforço são superiores àquelas que ele pode suportar ou quando há escorregamento do reforço na massa de solo por insuficiência de ancoragem. Neste contexto, caracteriza-se um processo de ruptura progressiva, em que os esforços oriundos do reforço rompido são transferidos aos adjacentes, desencadeando um processo de colapsos sucessivos.

A análise da estabilidade interna de uma massa de solo está diretamente ligada ao processo de redistribuição global das tensões e deformações induzidas no maciço pela ação dos reforços. Com o solo em um estado de tensões correspondente ao repouso (hipótese de deformações laterais nulas), a tensão nos elementos de reforço é nula. Com a ocorrência de deformações laterais, entretanto, as tensões horizontais no solo ($\sigma_{s,x}$) decrescem, tendendo à condição ativa de equilíbrio limite, enquanto tensões nos reforços crescem (VERMATTI, 2015).

A metodologia de cálculo apresentado é a de Ehrlich e Michel (1994), que leva em consideração, além das tensões e dos parâmetros de resistência do solo e do reforço, a rigidez relativa entre os materiais e a indução de esforços gerados pela compactação.

Os reforços precisam ser escolhidos com o intuito de evitar a ruptura por tração ou arrancamento da zona resistente. Comprimento, resistência e a quantidade de reforços a serem aplicados são determinados baseados na máxima tração atuante nos reforços, $T_{m\acute{a}x}$.

Adotando-se critérios determinísticos, a estabilidade interna deverá atender aos seguintes fatores de segurança (Ehrlich, 2009):

a) Ruptura dos reforços

$$T_d \geq T_{m\acute{a}x} * FS \quad [27]$$

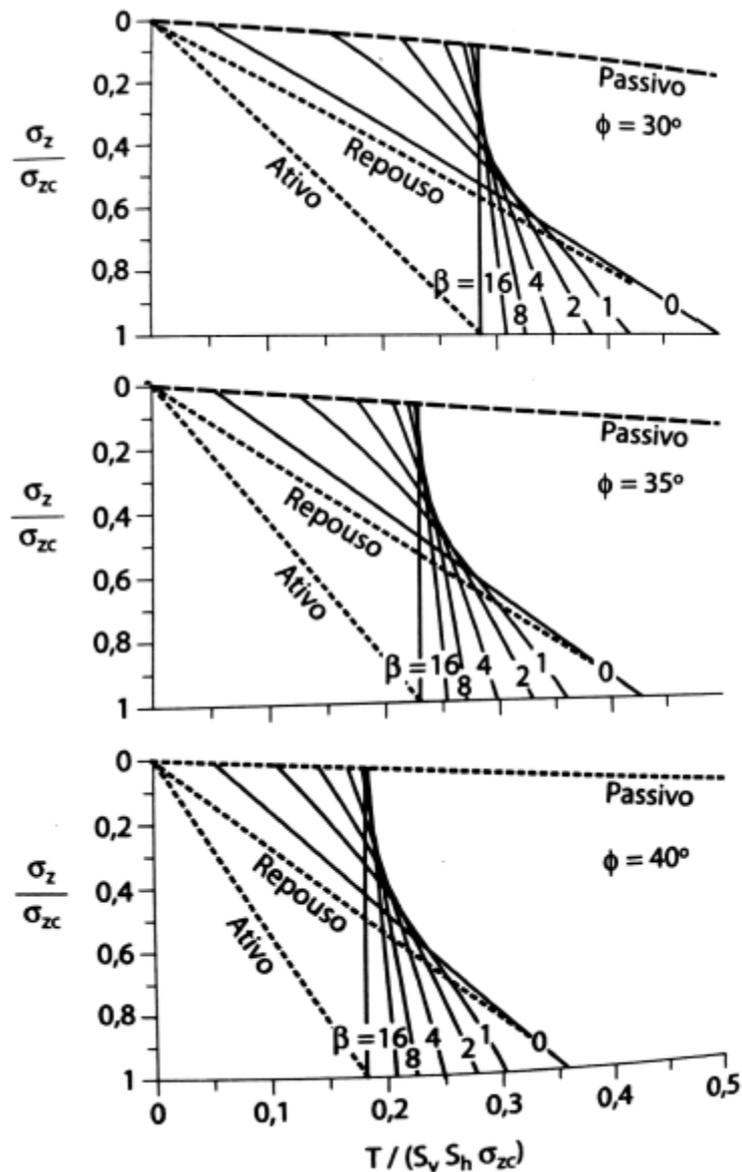
Sendo:

T_d = Tração de cálculo do geossintético (kN/m);

$T_{m\acute{a}x}$ = Tração máxima atuante (kN/m);

FS = Fator de segurança mínimo (1,5).

Figura 21: Ábacos para obtenção do parâmetro adimensional χ em muros verticais



Fonte: Muros e Taludes de Solo Reforçado (2009)

$$T_{\text{máx}} = \chi * (S_v * S_h * \sigma'_{zc}) \quad [28]$$

Sendo:

χ = parâmetro adimensional obtido nos ábacos Ehrlich-Mitchell;

S_v = espaçamento vertical entre geogrelhas (m);

S_h = espaçamento horizontal geralmente 1,0 (m);

σ'_{zc} = tensão na zona compactada (kN/m²);

O emprego do método Ehrlich e Mitchell (1994), utiliza ábacos apresentados na figura 25. Estes ábacos fornecem o valor de χ , parâmetro que entra no cálculo para obtenção do $T_{máx}$. A determinação é efetuada levando em conta, para cada camada, a tensão vertical atuante (σ'_z), a tensão vertical máxima, incluindo a avaliação da compactação (σ'_{zc}), e o valor do parâmetro que reflete a deformabilidade dos reforços (β).

Para efeito de cálculo a tensão na zona compactada (σ'_{zc}) utilizada para obtenção da Tensão máxima atuante ($T_{máx}$), é obtida pelo maior valor entre a tensão vertical geostática em nível de reforço (σ'_z) e a tensão vertical induzida pelo rolo compactador ($\sigma'_{z,i}$).

$$\sigma'_z = \frac{\gamma' * Z}{1 - \left(\frac{Ka}{3}\right) * \left(\frac{Z}{Lr}\right)^2} \quad [29]$$

Sendo:

γ' = peso específico do solo (kN/m³);

Ka = coeficiente de empuxo ativo (adimensional);

Lr = comprimento do reforço (m);

Z = profundidade genérica do reforço (m);

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'_{zc}}{Pa}\right)^n}{S_i} \quad [30]$$

Sendo:

Pa = pressão atmosférica (kPa);

S_i = índice de rigidez relativa (adimensional);

n = módulo expoente do solo (adimensional).

A tensão de equilíbrio entre geossintéticos e o solo depende intimamente da relação entre a rigidez de ambos, explanada pelo índice de rigidez relativa (S_i), conforme definido por Ehrlich e Mitchell (1994):

$$S_i = \frac{J_r}{K * P_a * S_v} \quad [31]$$

Sendo:

J_r = módulo de rigidez do reforço à tração (kN/m);

K = módulo tangente inicial do solo do modelo hiperbólico (adimensional);

P_a = pressão atmosférica (kPa);

S_v = espaçamento vertical (m).

b) Arrancamento dos reforços

$$P_r = 2F^* * \alpha * \sigma'_v * L_e * \geq T_{m\acute{a}x} * FS \quad [32]$$

$$L_e = L_R - (H - z) * \left[\tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) - \frac{1}{\tan \omega} \right] \quad [33]$$

Onde:

L_e = comprimento de reforço na zona resistente além da superfície potencial de ruptura (m);

F^* = fator de resistência ao arrancamento (adimensional);

α = fator de correção do efeito de escala (adimensional);

σ'_v = tensão efetiva na interface solo-reforço (kN/m²);

$T_{m\acute{a}x}$ = tração máxima atuante (kN/m);

ω = inclinação de face do muro (°)

FS = fator de segurança mínimo (1,5);

$$F^* = f_a * \tan \phi \quad [34]$$

f_a = coeficiente de aderência, recomendado adotar de 0,8 a 1,0 para geogrelhas;

ϕ = ângulo de atrito interno do solo (rad.);

c) Desprendimento da face

$$P_{r,0} = 2F^* * \alpha * \sigma'_v * L_0 * \geq T_0 * FS \quad [35]$$

Sendo:

L_0 = comprimento de ancoragem do envelopamento (m);

F^* = fator de resistência ao arrancamento (adimensional);

α = fator de correção do efeito de escala (adimensional);

σ'_v = tensão efetiva na interface solo-reforço junto a face (kN/m²);

T_0 = tração no reforço junto a face da estrutura (kN/m);

FS = fator de segurança mínimo (1,5).

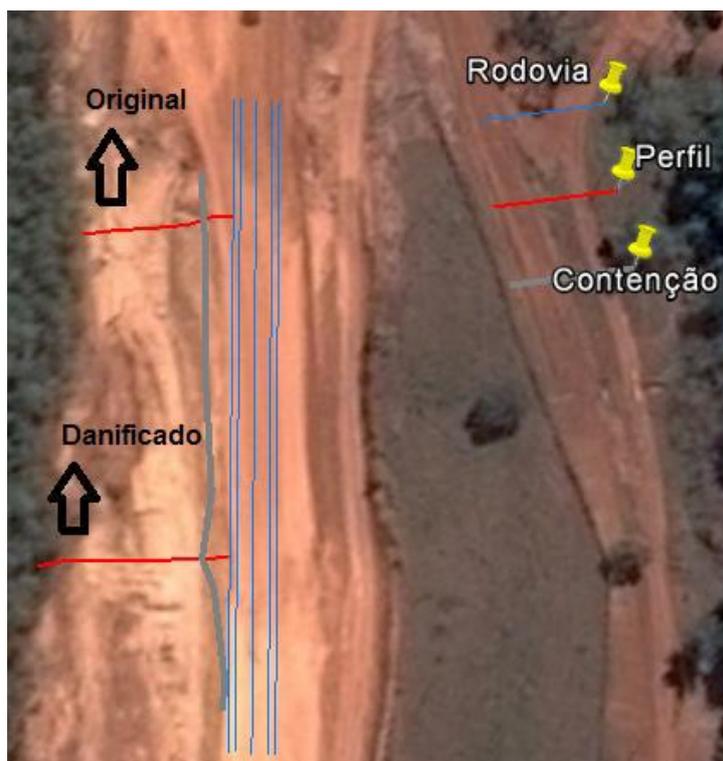
3. METODOLOGIA

3.1. Dados Preliminares

A seção em estudo fica localizada às margens da rodovia TO-455, Km 26. A justificativa da escolha desse local se dá, pois, o talude de corte é extenso e cerca de metade do trecho sofreu erosões na superfície, caso ocorram outros deslizamentos, pode-se comprometer a utilização da rodovia.

A caracterização geométrica foi aplicada em duas seções, sendo a primeira a que mantém a forma em que foi concebida durante as obras de pavimentação e a segunda que sofreu processos erosivos.

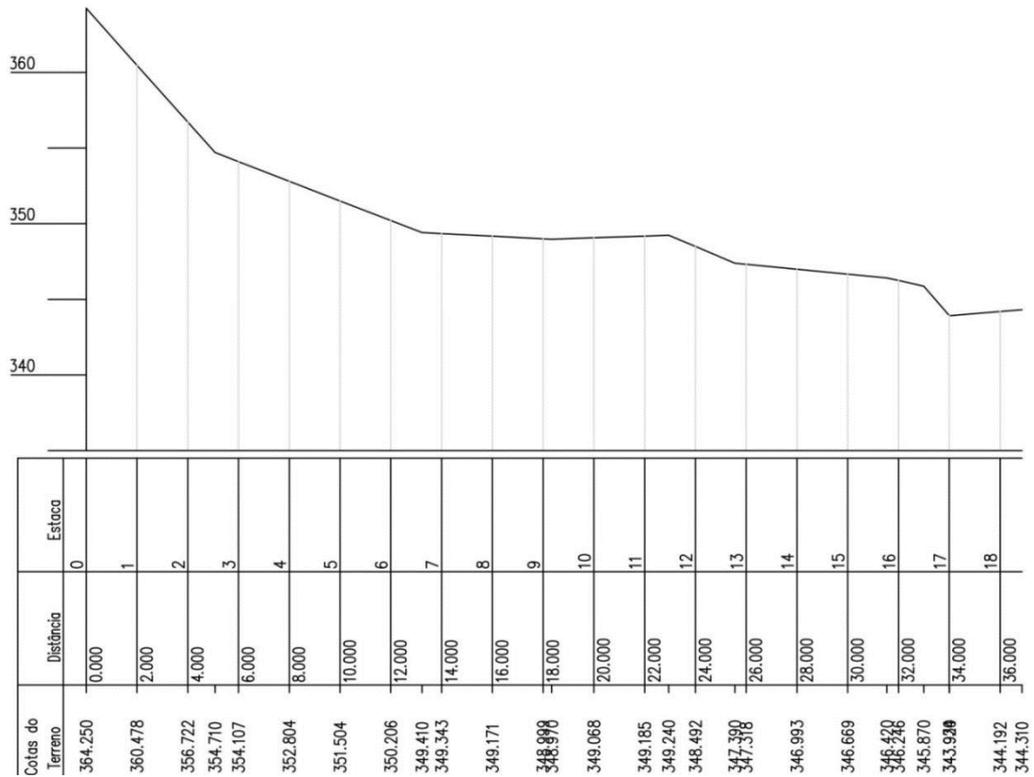
Figura 22: Área de estudo e definição dos trechos



Fonte: Nunes (2016)

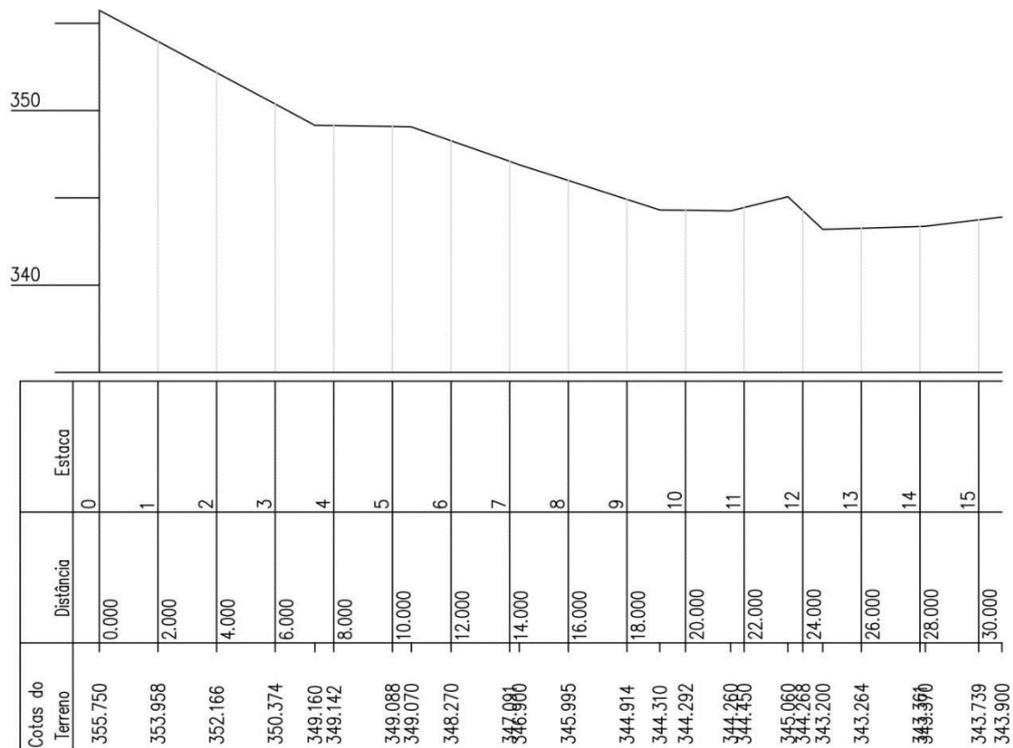
O talude que margeia a rodovia TO 455, km 26 apresenta erosão de face em parte de sua extensão e diferença de nível de 8,5 metros quando comparada crista a crista com trecho da estrutura que ainda está estável.

Figura 23: Perfil com erosão



Fonte: Nunes (2016)

Figura 24: Perfil sem erosão



Fonte: Nunes (2016)

Para definir a altura do muro reforçado foi analisado a geometria dos dois casos e optou-se por uma altura equivalente à do maciço que ainda se encontra estável, partindo-se do princípio de que o mesmo conserva em grande parte as características gerais de projeto e também uma menor altura tem custo menor.

Tabela 5: Diferenças de nível

Cotas Talude Estável		Cotas Talude Instável	
Crista	355,75	Crista	364,25
Pé	343,90	Pé	344,31
DN	11,85	DN	19,94

Fonte: Autor (2017) modificado de Nunes (2016)

Para o dimensionamento foi adotada uma altura de 12,60 metros para o muro reforçado, onde, 60 centímetros são destinados ao embutimento do muro no solo de fundação.

As características do solo onde propõe-se a intervenção serviram de suporte para os cálculos e avaliações iniciais do projeto do muro reforçado.

Tabela 6: Parâmetros do talude da rodovia TO-455 km 26

Tipo de Solo	Argila Média		
Peso Espec. Natural	γ	18,03	kN/m ³
Peso Espec. Seco	γ_s	16,05	kN/m ³
Umidade	h	12,28	%
Coesão	c'	38,90	kN/m ²
Ângulo de Atrito	ϕ'	22,93	°

Fonte: Autor (2017) modificado de Nunes (2016)

3.2. Sistemática para obtenção de Resultados

O trabalho em questão é um estudo de caso partindo de ensaios de caracterização dos perfis de solo e levantamento topográfico, apresentados por NUNES (2016), buscando nessa situação apresentar uma solução com maior viabilidade técnica e econômica, quando comparada a análise anteriormente proposta.

A rotina de cálculo assim como suas formulas não possuem norma específica brasileira, assim, será utilizado a formulação apresentada por Ehrlich-Becker (2009) através de planilhas desenvolvidas no software Excel© e auxílio do GEO5© na parte 1: avaliação de estabilidade externa, parte 4, análise da segurança contra ruptura global.

O critério de cálculo de estrutura reforçada utiliza mais de um fator de segurança em sua rotina, mas, todos partem de 1,5 (NBR-11682) para estruturas definitivas. Vale lembrar que em projeto é pedido que mesmo se o comprimento do reforço for menor que a altura da estrutura, ao menos duas camadas devem conter o comprimento de reforço equivalente à pelo menos 80% da altura, visando o não comprometimento da estrutura caso haja descalçamento, em caso de escavação inadvertida no pé da estrutura.

A geometria do muro reforçado será definida partindo da altura do talude em estudo, as outras medidas serão obtidas utilizando-se critérios para o uso exclusivo do solo do talude, visando não criar gastos com material mais nobre e seu transporte.

No dimensionamento da estrutura partiremos com os dados do: peso específico, ângulo de atrito, coesão, modulo expoente, modulo tangente inicial. Todos os dados obtidos através de ensaio com o solo em questão e através de tabelas. A partir da topografia da região e da proposta feita anteriormente por NUNES (2016) foi estabelecido a altura do muro reforçado. Sua inclinação de face e espaçamento dos reforços foi adotada pelo autor a partir de sugestões do método de cálculo. Esses dados serão os que definirão comprimento do reforço e seus fatores de segurança.

Estruturas reforçadas possuem a particularidade de possuírem dois tipos de avaliação de estabilidade, sendo elas: estabilidade interna e estabilidade externa. Será verificada inicialmente a estabilidade externa, onde se considera o comportamento da estrutura semelhante a um muro rígido, seguindo os critérios de:

a) Fator de segurança ao deslizamento: uso da equação [12]

b) Fator de segurança ao tombamento: uso da equação [16]

c) Fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação: uso da equação [25]

d) Fator de segurança contra ruptura global: uso da equação [26]

Já no cálculo da estabilidade interna, faz-se a avaliação da interação do solo com o geossintético, de nada vale o dimensionamento externo se internamente a estrutura não possuir uma relação intrínseca do solo com o geossintético, assim, sistematicamente calcula-se:

a) Ruptura dos reforços [27]

b) Arrancamento dos reforços [32]

c) Estabilidade das conexões na face [35]

Nessa etapa se utiliza cálculos iterativos que podem chegar a até três tentativas, para primeira iteração, adota-se o valor de S_i , de acordo com seu material, observando a figura 26. A partir dos resultados obtidos na primeira iteração para $T_{m\acute{a}x}$ busca-se um geossintético que possua modulo de rigidez à tração que resista ao esforço solicitante de tração, feito isso, utiliza-se a fórmula do S_i que será diferente em cada camada devido o parâmetro σ'_{zc} presente em sua equação, essa etapa marca o início da segunda iteração. Se o procedimento de cálculo da segunda iteração gerar $T_{m\acute{a}x}$ aproximado ou igual à primeira iteração, mantém-se o geossintético escolhido na primeira, se não, inicia-se a terceira iteração, geralmente, esse método não passa da terceira iteração.

Tabela 7: Valores típicos para índice de rigidez relativa

Tipo Geossintético	S_i
Geogrelha de álcool de polivinila (PVA)	0,020 a 0,200
Geogrelha de poliéster (PET)	0,010 a 0,100
Geogrelha de polipropileno (PP)	0,015 a 0,150

Fonte: Autor (2017) adaptado de Ehrlich (2009)

No decorrer de toda a avaliação de estabilidade, serão utilizadas as formulas já apresentadas no referencial bibliográfico e serão determinadas as características finais para projeto:

- a) Altura (adotada);
- b) Inclinação de face (adotada);
- c) Espaçamento do reforço (adotado);
- d) Comprimento do reforço (calculado);
- e) Especificação do material geossintético adequado para os cálculos, considerando-se as diminuições das propriedades do mesmo de acordo com o mostrado na tabela 3.

A partir dos resultados obtidos, será comparado às soluções geotécnicas convencionais propostas por NUNES (2016), assim, obter-se-á qual solução é mais viável para o problema apresentado na rodovia TO-455 km 26.

4.0. RESULTADOS

4.1. Dimensionamento Externo

Definidos e analisados todos os dados prévios, segue-se para a sistemática do dimensionamento para estabilidade externo da estrutura, sendo necessário definir as propriedades requeridas para entrada nas formulas.

Tabela 8: Dados de entrada para estabilidade Externa

Propriedades Muro		unid.
Altura Muro (H)	12,60	m
Ângulo de Atrito (ϕ')	22,93	°
Peso Especifico (γ)	18,03	kN/m ³
Carga Adcional (q)	0,00	-
Coesão do Solo (c')	38,90	kN/m ²
Âng. Atrito Base ($\phi'1$)	30,00	°

Fonte: Autor (2017)

Iniciando-se o desenvolvimento da análise de estabilidade externa para deslizamento e tombamento é necessário calcular o coeficiente de empuxo ativo (K_a), seguindo encontrando-se o empuxo ativo (E) e finalizando essa etapa encontrando o comprimento de reforço (L_r) respectivo. O comprimento de reforço (L_r) é calculado de início atendendo o fator de segurança mínimo (FS) para cada etapa (deslizamento e tombamento).

Tabela 9: Comprimento de reforço e Fator de segurança de deslizamento e tombamento

1.1 - Ka	$[1 - \text{sen}(\phi')] / [1 + \text{sen}(\phi')]$
	0,44
1.2 - Empuxo (E)	$0,5 * K_a * (H^2) * \gamma_s$
	628,67
1.3 - FS. deslizamento	FSd = 1,5
1.4 - Lr. deslizamento	$(FSd * E) / [(\gamma_s * H) * \text{tg}(\phi')]$
	7,19
2.1 - Fs. tombamento	FSt = 2,0
2.2 - Lr. tombamento	$((2 * FSt * E * Y_e) / (\gamma_s * H))^{0,5}$
	6,82

Fonte: Autor (2017)

O próximo fator é o de segurança na fundação, mas antes, deve-se calcular os fatores de capacidade de carga do solo pelo método de Terzaghi.

Tabela 10: Fatores de capacidade de carga do Solo

$Nq = e^{(\pi * \tan \phi')} * \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$	Nq = 8,599
$Nc = (Nq - 1) * \cotan(\phi')$	Nc = 17,96
$Ny = 1,8 * (Nq - 1) * \tan(\phi')$	Ny = 5,79

Fonte: Autor (2017)

Segue calculando a excentricidade (e) utilizando o maior comprimento de reforço calculado na etapa anterior, no caso, o Lr para deslizamento. A excentricidade calculada não pode ser maior que a excentricidade admissível, se o for, faz-se uma relação com as formulas de excentricidade para encontrar um comprimento de reforço que iguale as duas excentricidades (calculada e admissível). Esse critério garante que não haja tração na base da estrutura.

Com o critério da excentricidade atendido e fatores de capacidade de carga calculados, pode-se calcular o fator de segurança na fundação. Esse fator é encontrado

entre a razão da capacidade de carga do solo (q_{max}) pela tensão na base (σ) gerada pela carga da estrutura, devendo ser maior que 3. Sendo atendido, deve-se recalcular os fatores de segurança para deslizamento e tombamento a partir do novo comprimento de reforço (L_r) obtido no cálculo da segurança na fundação.

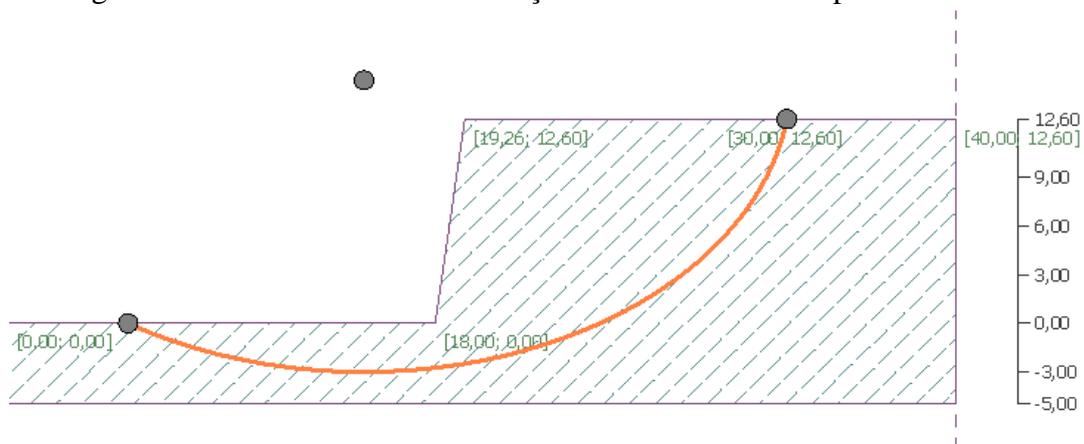
Tabela 11: Sistemática de Cálculo para FS_f

$e = \left(\frac{H^2}{L_r}\right) * (Ka2 * \left(1 + 3 * \frac{q}{Y2 * H}\right)) * \left(\frac{1}{6 * \left(\frac{Y1}{Y2} + \frac{q}{Y2 * H}\right)}\right) \leq \left(\frac{L_r}{6}\right)$							
3.1	e.calculado = 1,62 m	e.admissivel = 1,20 m	$3.2 _ Lr.f \geq H * (Ka^{0,5})$ <table border="1"> <tr> <td>3.2 - Lr Fundação (1)</td> <td>8,35</td> </tr> </table>	3.2 - Lr Fundação (1)	8,35		
3.2 - Lr Fundação (1)	8,35						
3.3	e.calculado(2) = 1,39 m	e.admissivel(2) = 1,39 m					
$q_{max} = c' * Nc + qs * Nq + 0,5 * Yf * B' * Ny$			<table border="1"> <tr> <td>3.4 - FS.fundação FS.f $\geq 3,0$</td> <td>3,33</td> </tr> </table>	3.4 - FS.fundação FS.f $\geq 3,0$	3,33		
3.4 - FS.fundação FS.f $\geq 3,0$	3,33						
<table border="1"> <tr> <td>qmax =</td> <td>1134,46</td> <td>kN/m²</td> </tr> </table>		qmax =	1134,46	kN/m ²			
qmax =	1134,46	kN/m ²					
$\sigma = \left(\frac{3 * (Y1 * H + q)}{3 - Ka2 * \left(\frac{Y2 * H + 3q}{Y1 * H + q}\right)}\right) * \left(\frac{H}{L_r}\right)^2$			<table border="1"> <tr> <td>4.1 - Correção FS.d</td> <td>1,74</td> </tr> <tr> <td>4.2 - Correção FS.t</td> <td>3,00</td> </tr> </table>	4.1 - Correção FS.d	1,74	4.2 - Correção FS.t	3,00
4.1 - Correção FS.d	1,74						
4.2 - Correção FS.t	3,00						
<table border="1"> <tr> <td>$\sigma =$</td> <td>340,77</td> <td>kN/m²</td> </tr> </table>		$\sigma =$	340,77	kN/m ²			
$\sigma =$	340,77	kN/m ²					

Fonte: Autor (2017)

O último fator de segurança para a estabilidade externa é conhecido como fator de segurança contra ruptura global (FS_g), onde se analisa o círculo de ruptura no talude da estrutura reforçada. Nesse caso foi necessário a utilização do software GEO5© para calcular o fator de segurança.

Figura 25: Geometria do muro reforçado e seu círculo de ruptura cilíndrico



Fonte: Autor (2017)

Figura 26: Resultado do fator de segurança global para ruptura circular

- Superfície de deslizamento circular -				Verificação da estabilidade de talude (Todos os métodos)	
Centro :	x =	15,00 [m]	z =	15,00 [m]	Bishop : FS = 2,03 > 1,50 <i>tabela aceita</i>
Raio :	R =	18,00 [m]			Fellenius / Petterson : FS = 1,88 > 1,50 <i>tabela aceita</i>
Ângulos :	$\alpha_1 =$	-33,56 [°]	$\alpha_2 =$	82,34 [°]	Spencer : FS = 2,04 > 1,50 <i>tabela aceita</i>
					Janbu : FS = 2,04 > 1,50 <i>tabela aceita</i>
					Morgenstern-Price : FS = 2,04 > 1,50 <i>tabela aceita</i>

Fonte: Autor (2017)

Nota-se que todos os resultados obtidos estão acima dos fatores mínimos estipulados no método Ehrlich-Mitchell (1994). Finalizado o dimensionamento externo, o maior comprimento do reforço utilizado para atender os fatores de segurança é levado para o dimensionamento interno.

Tabela 12: Resultados Finais Dimensionamento Externo

Fator de Segurança	Admissível	Calculado
Deslizamento (FSd)	$\geq 1,50$	1,74
Tombamento (FSt)	$\geq 2,00$	3,00
Fundação (FSf)	$\geq 3,00$	3,33
Global (FSg)	$\geq 1,50$	2,03
<hr/>		
Lr (Dimens. Ext.)		8,35
Lr (Adotado)		8,50

Fonte: Autor (2017)

4.2. Dimensionamento Interno

Antes de iniciar-se a rotina de cálculo deve-se definir o tipo de rolo que se deseja implantar na execução da compactação e qual o tipo do material do geossintético que se julga mais adequado. Nesse caso, optou-se por: Rolo auto propelido Dynapac CA134PD com tensão adotada de 110kN/m² e Geogrelha de PET com índice de rigidez relativa adotado de 0,03, como mostrado na literatura por Ehrlich (2009). A estrutura é proposta com inclinação de face de 10% não havendo ábaco específico para tal, utilizar-se-á o ábaco (figura 21) aplicado em dimensionamentos de estruturas de face verticalizada (0°), trabalhando assim, a favor da segurança.

Tabela 13: 1ª iteração para definir Tração máxima por camada.

Camada Reforço	Sv (m)	Cota (m)	Lr (m)	Si (kPa)	z (m)	σ_z (kPa)	σ_{zc} (kPa)	σ_z / σ_{zc}	β	χ (ábaco)	T _{máx.} Ábaco (kN)	Td(kN)	Tk (kN)
31	0,60	12,00	8,50	0,03	0,60	10,83	110,00	0,10	34,59	0,28	18,48	27,72	87,32
30	0,60	11,40	8,50	0,03	1,20	21,70	110,00	0,20	34,59	0,28	18,48	27,72	87,32
29	0,60	10,80	8,50	0,03	1,80	32,67	110,00	0,30	34,59	0,28	18,48	27,72	87,32
28	0,60	10,20	8,50	0,03	2,40	43,78	110,00	0,40	34,59	0,28	18,48	27,72	87,32
27	0,60	9,60	8,50	0,03	3,00	55,09	110,00	0,50	34,59	0,28	18,48	27,72	87,32
26	0,60	9,00	8,50	0,03	3,60	66,66	110,00	0,61	34,59	0,29	19,14	28,71	90,44
25	0,60	8,40	8,50	0,03	4,20	78,53	110,00	0,71	34,59	0,29	19,14	28,71	90,44
24	0,60	7,80	8,50	0,03	4,80	90,78	110,00	0,83	34,59	0,29	19,14	28,71	90,44
23	0,60	7,20	8,50	0,03	5,40	103,48	110,00	0,94	34,59	0,30	19,80	29,70	93,56
22	0,60	6,60	8,50	0,03	6,00	116,69	116,69	1,00	35,52	0,31	21,70	32,56	102,56
21	0,40	6,20	8,50	0,03	6,40	125,84	125,84	1,00	36,75	0,31	15,60	23,41	73,73
20	0,40	5,80	8,50	0,03	6,80	135,28	135,28	1,00	37,97	0,31	16,77	25,16	79,26
19	0,40	5,40	8,50	0,03	7,20	145,06	145,06	1,00	39,18	0,31	17,99	26,98	84,99
18	0,40	5,00	8,50	0,03	7,60	155,19	155,19	1,00	40,39	0,31	19,24	28,87	90,93
17	0,40	4,60	8,50	0,03	8,00	165,74	165,74	1,00	41,60	0,31	20,55	30,83	97,10
16	0,40	4,20	8,50	0,03	8,40	176,72	176,72	1,00	42,82	0,31	21,91	32,87	103,54
15	0,40	3,80	8,50	0,03	8,80	188,20	188,20	1,00	44,05	0,31	23,34	35,01	110,27
14	0,40	3,40	8,50	0,03	9,20	200,22	200,22	1,00	45,29	0,31	24,83	37,24	117,31
13	0,40	3,00	8,50	0,03	9,60	212,84	212,84	1,00	46,56	0,31	26,39	39,59	124,70
12	0,40	2,60	8,50	0,03	10,00	226,13	226,13	1,00	47,84	0,31	28,04	42,06	132,49
11	0,40	2,20	10,00	0,03	10,40	222,80	222,80	1,00	47,52	0,31	27,63	41,44	130,54
10	0,40	1,80	10,00	0,03	10,80	234,83	234,83	1,00	48,66	0,31	29,12	43,68	137,59
9	0,20	1,60	10,00	0,03	11,00	241,03	241,03	1,00	49,24	0,31	14,94	22,42	70,61
8	0,20	1,40	10,00	0,03	11,20	247,37	247,37	1,00	49,82	0,31	15,34	23,01	72,47
7	0,20	1,20	10,00	0,03	11,40	253,85	253,85	1,00	50,40	0,31	15,74	23,61	74,36
6	0,20	1,00	10,00	0,03	11,60	260,47	260,47	1,00	50,98	0,31	16,15	24,22	76,30
5	0,20	0,80	10,00	0,03	11,80	267,24	267,24	1,00	51,58	0,31	16,57	24,85	78,29
4	0,20	0,60	10,00	0,03	12,00	274,17	274,17	1,00	52,17	0,31	17,00	25,50	80,32
3	0,20	0,40	10,00	0,03	12,20	281,26	281,26	1,00	52,78	0,31	17,44	26,16	82,40
2	0,20	0,20	10,00	0,03	12,40	288,53	288,53	1,00	53,39	0,31	17,89	26,83	84,52
1 (base)	0,20	0,00	10,00	0,03	12,60	295,98	295,98	1,00	54,00	0,31	18,35	27,53	86,71

Fonte: Autor (2017)

A partir dos resultados da tração máxima ($T_{máx}$) gerada pela estrutura em cada faixa (S_v), pode-se decidir qual a resistência da geogrelha será aplicada à estrutura, com auxílio da tabela do fabricante. Escolheu-se a Huesker® por ser uma das melhores fabricantes e pesquisadoras de geossintéticos a nível mundial. A partir da figura 27 pôde-se avaliar qual geogrelha inserir por faixa de tração.

Figura 27: Especificações da geogrelha

Fortrac® T		ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DO FORTRAC T						
		UNID	Fortrac 35 T	Fortrac 55 T	Fortrac 80 T	Fortrac 110 T	Fortrac 150 T	Fortrac 200 T
Caracterização dos produtos	Descrição do Produto	Geogrelha de Poliéster de alto módulo de rigidez e revestimento protetor especial						
	Matéria-prima principal	Filamentos de Poliéster (PET) de alta tenacidade e baixa fluência						
	Módulo de rigidez a 5% deformação - J_5 (NBR ISO 10.319) . Direção longitudinal	kN/m	≥ 350	≥ 550	≥ 800	≥ 1.100	≥ 1.500	≥ 2.000
	Resistência à tração nominal - T_{max} (NBR ISO 10.319) . Direção longitudinal	kN/m	35	55	80	110	150	200
	Deformação na resistência nominal (NBR ISO 10.319) . Direção longitudinal	%	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≤ 10
Propriedades de longo prazo	Abertura de malha nominal	mm	25	25	25	25	25	25
	Carga de ruptura por fluência - T_w (2 anos, ≤ 20°C) . Direção longitudinal	kN/m	≥ 24	≥ 38	≥ 55	≥ 75	≥ 102	≥ 136
	Carga de ruptura por fluência - T_w (120 anos, ≤ 20°C) . Direção longitudinal	kN/m	≥ 21	≥ 33	≥ 48	≥ 66	≥ 90	≥ 120
	Deformação por fluência após 2 anos de carregamento a 50% da carga da ruptura	%	≤ 1,0	≤ 1,0	≤ 1,0	≤ 1,0	≤ 1,0	≤ 1,0

Fonte: <http://www.huesker.com.br/servicos/downloads.html#filter=p180>

Na segunda iteração o parâmetro S_i é calculado, partindo do módulo de rigidez (J_r) e posteriormente é calculado o β que condiciona junto à razão de (σ'_z/σ'_{zc}) , encontrar o parâmetro χ no ábaco, daí é calculado o $T_{m\acute{a}x}$. Inserindo o fator de segurança para $T_{m\acute{a}x}$ de 1,5, é obtido T_d .

Para finalizar é inserido o fator de redução devido aos fatores degradativos do material geossintético, onde, nesse estudo foi inserido o fator mínimo de redução (3,15). O fator foi escolhido como sendo o mínimo pela seguinte justificativa: a fluência por tração do material da geogrelha (PET) escolhida é baixa; na região não há atividade que possa produzir danos químicos e o ambiente não apresenta tais características; deduziu-se que não haveria problemas na região com degradação ambiental já que estrutura margeia uma rodovia; o que poderia haver seria danos na instalação, contudo, com um acompanhamento adequado e dedicação, poder-se-á garantir o fator de redução parcial adotado, compondo o fator de redução total de 3,15 já mencionado. A tabela 14 demonstra toda a rotina de cálculo.

Tabela 14: 2ª iteração com módulo de rigidez na análise e obtenção da tração característica por camada

Camada Reforço	Sv (m)	Cota (m)	Jr (kN/m)	Lr (m)	Si (kPa)	z (m)	σ_z (kPa)	σ_{zc} (kPa)	σ_z / σ_{zc}	β	χ (ábaco)	Tmáx. Ábaco (kN)	Td (kN)	Tk (kN)
31	0,60	12,00	1100	8,50	0,13	0,60	10,83	110,00	0,10	8,03	0,28	18,48	27,72	87,32
30	0,60	11,40	1100	8,50	0,13	1,20	21,70	110,00	0,20	8,03	0,28	18,48	27,72	87,32
29	0,60	10,80	1100	8,50	0,13	1,80	32,67	110,00	0,30	8,03	0,28	18,48	27,72	87,32
28	0,60	10,20	1100	8,50	0,13	2,40	43,78	110,00	0,40	8,03	0,28	18,48	27,72	87,32
27	0,60	9,60	1100	8,50	0,13	3,00	55,09	110,00	0,50	8,03	0,29	19,14	28,71	90,44
26	0,60	9,00	1100	8,50	0,13	3,60	66,66	110,00	0,61	8,03	0,29	19,14	28,71	90,44
25	0,60	8,40	1100	8,50	0,13	4,20	78,53	110,00	0,71	8,03	0,30	19,80	29,70	93,56
24	0,60	7,80	1100	8,50	0,13	4,80	90,78	110,00	0,83	8,03	0,30	19,80	29,70	93,56
23	0,60	7,20	1100	8,50	0,13	5,40	103,48	110,00	0,94	8,03	0,31	20,46	30,69	96,67
22	0,60	6,60	1100	8,50	0,13	6,00	116,69	116,69	1,00	8,24	0,32	22,41	33,61	105,86
21	0,40	6,20	1100	8,50	0,19	6,40	125,84	125,84	1,00	5,69	0,32	16,11	24,16	76,11
20	0,40	5,80	1100	8,50	0,19	6,80	135,28	135,28	1,00	5,87	0,32	17,32	25,97	81,82
19	0,40	5,40	1100	8,50	0,19	7,20	145,06	145,06	1,00	6,06	0,35	20,31	30,46	95,95
18	0,40	5,00	1100	8,50	0,19	7,60	155,19	155,19	1,00	6,25	0,32	19,86	29,80	93,86
17	0,40	4,60	1100	8,50	0,19	8,00	165,74	165,74	1,00	6,44	0,32	21,21	31,82	100,24
16	0,40	4,20	1100	8,50	0,19	8,40	176,72	176,72	1,00	6,62	0,32	22,62	33,93	106,88
15	0,40	3,80	1500	8,50	0,26	8,80	188,20	188,20	1,00	5,00	0,35	26,35	39,52	124,49
14	0,40	3,40	1500	8,50	0,26	9,20	200,22	200,22	1,00	5,14	0,34	27,23	40,84	128,66
13	0,40	3,00	1500	8,50	0,26	9,60	212,84	212,84	1,00	5,28	0,34	28,95	43,42	136,77
12	0,40	2,60	1500	8,50	0,26	10,00	226,13	226,13	1,00	5,43	0,34	30,75	46,13	145,31
11	0,40	2,20	1500	10,00	0,26	10,40	222,80	222,80	1,00	5,39	0,34	30,30	45,45	143,17
10	0,40	1,80	1500	10,00	0,26	10,80	234,83	234,83	1,00	5,52	0,34	31,94	47,91	150,90
9	0,20	1,60	1100	10,00	0,39	11,00	241,03	241,03	1,00	3,81	0,35	16,87	25,31	79,72
8	0,20	1,40	1100	10,00	0,39	11,20	247,37	247,37	1,00	3,85	0,35	17,32	25,97	81,82
7	0,20	1,20	1100	10,00	0,39	11,40	253,85	253,85	1,00	3,90	0,35	17,77	26,65	83,96
6	0,20	1,00	1100	10,00	0,39	11,60	260,47	260,47	1,00	3,94	0,35	18,23	27,35	86,15
5	0,20	0,80	1100	10,00	0,39	11,80	267,24	267,24	1,00	3,99	0,35	18,71	28,06	88,39
4	0,20	0,60	1100	10,00	0,39	12,00	274,17	274,17	1,00	4,04	0,35	19,19	28,79	90,68
3	0,20	0,40	1100	10,00	0,39	12,20	281,26	281,26	1,00	4,08	0,35	19,69	29,53	93,03
2	0,20	0,20	1100	10,00	0,39	12,40	288,53	288,53	1,00	4,13	0,35	20,20	30,30	95,43
1 (base)	0,20	0,00	1100	10,00	0,39	12,60	295,98	295,98	1,00	4,18	0,35	20,72	31,08	97,90

Fonte: Autor (2017)

Sendo essa a primeira solução obtida, pode-se notar que as alturas das faixas são de vinte centímetros nas camadas mais profundas, de quarenta centímetros nas camadas intermediárias e de sessenta centímetros nas camadas iniciais. Essas faixas condicionaram a aplicação de apenas 2 modelos de geogrelhas, a Fortrac 110 T e a Fortrac 150 T. Nota-se que, com a redução da faixa (Sv) nas camadas mais profundas, da primeira à nona, pôde-se retomar a implantação da Fortrac 110 T. Outra curiosidade é que, para a redução da tensão na faixa (Sv), camada 10 e 11, foi necessário a utilização do comprimento do reforço sendo aproximadamente oitenta por cento da altura, resultando em 10 metros de reforço, sendo então, aplicados até a altura de 2,4 metros da estrutura (base a 11ª camada).

Partindo da etapa anterior segue-se avaliando o fator de segurança ao arrancamento. O fator de aderência (f_a) para geogrelha é preciso estar entre 0,8 e 1,0; nesse dimensionamento foi adotado 0,9. Esse fator compõe o fator de resistência ao arrancamento (F^*). Na tabela 15 segue a sequência de cálculo para obtenção do fator de

segurança. O fator de escala (α) foi escolhido sendo 1,0 (como recomendado pelo método).

Tabela 15: Avaliação da segurança contra arrancamento

Camada Reforço	Sv (m)	Cota (m)	Lr (m)	z (m)	Le (m)	$\sigma'v$ (kPa)	F*	Tmáx. (kN)	Pr (kN/m)	F.S.
31	0,60	12,00	8,50	0,60	2,68	10,82	0,38	18,48	22,05	1,19
30	0,60	11,40	8,50	1,20	2,97	21,64	0,38	18,48	48,89	2,65
29	0,60	10,80	8,50	1,80	3,26	32,45	0,38	18,48	80,54	4,36
28	0,60	10,20	8,50	2,40	3,55	43,27	0,38	18,48	116,98	6,33
27	0,60	9,60	8,50	3,00	3,84	54,09	0,38	19,14	158,21	8,27
26	0,60	9,00	8,50	3,60	4,13	64,91	0,38	19,14	204,25	10,67
25	0,60	8,40	8,50	4,20	4,42	75,73	0,38	19,80	255,08	12,88
24	0,60	7,80	8,50	4,80	4,71	86,54	0,38	19,80	310,71	15,69
23	0,60	7,20	8,50	5,40	5,01	97,36	0,38	20,46	371,13	18,14
22	0,60	6,60	8,50	6,00	5,30	108,18	0,38	22,41	436,35	19,48
21	0,40	6,20	8,50	6,40	5,49	115,39	0,38	16,11	482,50	29,96
20	0,40	5,80	8,50	6,80	5,69	122,60	0,38	17,32	530,78	30,65
19	0,40	5,40	8,50	7,20	5,88	129,82	0,38	20,31	581,19	28,62
18	0,40	5,00	8,50	7,60	6,07	137,03	0,38	19,86	633,73	31,90
17	0,40	4,60	8,50	8,00	6,27	144,24	0,38	21,21	688,40	32,45
16	0,40	4,20	8,50	8,40	6,46	151,45	0,38	22,62	745,21	32,94
15	0,40	3,80	8,50	8,80	6,66	158,66	0,38	26,35	804,15	30,52
14	0,40	3,40	8,50	9,20	6,85	165,88	0,38	27,23	865,22	31,77
13	0,40	3,00	8,50	9,60	7,04	173,09	0,38	28,95	928,42	32,07
12	0,40	2,60	8,50	10,00	7,24	180,30	0,38	30,75	993,75	32,31
11	0,40	2,20	10,00	10,40	8,93	187,51	0,38	30,30	1275,39	42,09
10	0,40	1,80	10,00	10,80	9,13	194,72	0,38	31,94	1353,23	42,37
9	0,20	1,60	10,00	11,00	9,22	198,33	0,38	16,87	1392,95	82,56
8	0,20	1,40	10,00	11,20	9,32	201,94	0,38	17,32	1433,20	82,77
7	0,20	1,20	10,00	11,40	9,42	205,54	0,38	17,77	1473,98	82,95
6	0,20	1,00	10,00	11,60	9,51	209,15	0,38	18,23	1515,30	83,11
5	0,20	0,80	10,00	11,80	9,61	212,75	0,38	18,71	1557,14	83,24
4	0,20	0,60	10,00	12,00	9,71	216,36	0,38	19,19	1599,53	83,35
3	0,20	0,40	10,00	12,20	9,81	219,97	0,38	19,69	1642,44	83,42
2	0,20	0,20	10,00	12,40	9,90	223,57	0,38	20,20	1685,89	83,47
1 (base)	0,20	0,00	10,00	12,60	10,00	227,18	0,38	20,72	1729,87	83,49

Fonte: Autor (2017)

Salvo na camada 31, todas as outras atendem ao critério do fator de segurança maior ou igual a 1,5. Alguns fatos sobre a camada 31 com interferência direta, são: comprimento estabilizante (L_e) ser pequeno, a inclinação ser alta e a tração máxima obtida na camada estar ligada diretamente a tensão de compactação e não a tensão vertical.

A última avaliação interna de uma estrutura reforçada é a dos fatores de segurança ao arrancamento de face. Para trabalhar nas proximidades da face da estrutura o elemento

utilizado para compactação geralmente é de porte menor que o rolo compactador, até porque, os requisitos para atender o fator de segurança ao arrancamento na face exigem uma menor indução de tensão por elemento compactador.

Nesse caso, foi adotado uma faixa de 1,5 metros de distância partindo da face em direção ao centro da estrutura, o equipamento escolhido para induzir a tensão foi uma placa vibratória de dimensões 700x460mm com potência de motor de 5,5HP e capacidade de aplicação de força de até 15kN. Assim, a capacidade de indução de tensão máxima do equipamento é de aproximados 46kN/m².

A tração máxima obtida na 2ª iteração sofrerá uma redução para obter-se a tração junto a face (T_0), para isso, foi feita uma relação da indução de tensão do rolo compactador comparada a placa vibratória, sendo esta de aproximados 2,40. O valor dessa relação servira como divisor do efeito de tração máxima, obtido na segunda iteração, encontrando assim o T_0 para cada faixa. Para obter a resistência ao arrancamento de face é necessário estipular um comprimento de ancoragem do reforço, que nesse estudo foi escolhida de 1,5 metros. Feito isso, segue a rotina de cálculo na tabela 16.

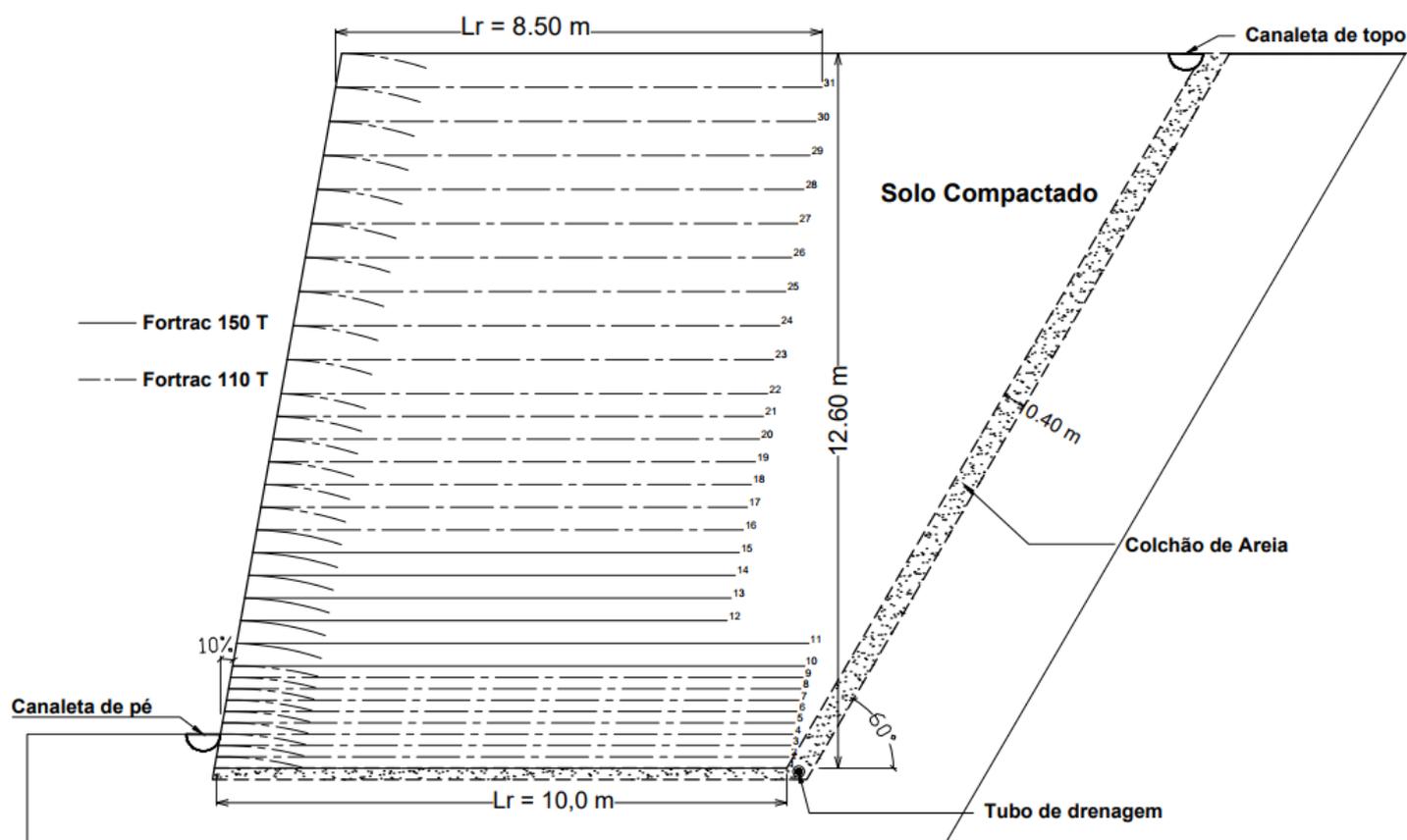
Tabela 16: Avaliação da segurança contra arrancamento da face

Camada Reforço	Sv (m)	Cota (m)	Lr (m)	z (m)	Lo (m)	$\sigma'v$ (kPa)	F*	Tmáx. (kN)	To (kN)	Pr _o (kN/m)	F.S.
31	0,60	12,00	8,50	0,60	1,50	10,82	0,38	18,48	7,70	12,36	1,60
30	0,60	11,40	8,50	1,20	1,50	21,64	0,38	18,48	7,70	24,71	3,21
29	0,60	10,80	8,50	1,80	1,50	32,45	0,38	18,48	7,70	37,07	4,81
28	0,60	10,20	8,50	2,40	1,50	43,27	0,38	18,48	7,70	49,42	6,42
27	0,60	9,60	8,50	3,00	1,50	54,09	0,38	19,14	7,98	61,78	7,75
26	0,60	9,00	8,50	3,60	1,50	64,91	0,38	19,14	7,98	74,14	9,30
25	0,60	8,40	8,50	4,20	1,50	75,73	0,38	19,80	8,25	86,49	10,48
24	0,60	7,80	8,50	4,80	1,50	86,54	0,38	19,80	8,25	98,85	11,98
23	0,60	7,20	8,50	5,40	1,50	97,36	0,38	20,46	8,53	111,21	13,04
22	0,60	6,60	8,50	6,00	1,50	108,18	0,38	22,41	9,34	123,56	13,24
21	0,40	6,20	8,50	6,40	1,50	115,39	0,38	16,11	6,71	131,80	19,64
20	0,40	5,80	8,50	6,80	1,50	122,60	0,38	17,32	7,21	140,04	19,41
19	0,40	5,40	8,50	7,20	1,50	129,82	0,38	20,31	8,46	148,27	17,52
18	0,40	5,00	8,50	7,60	1,50	137,03	0,38	19,86	8,28	156,51	18,91
17	0,40	4,60	8,50	8,00	1,50	144,24	0,38	21,21	8,84	164,75	18,64
16	0,40	4,20	8,50	8,40	1,50	151,45	0,38	22,62	9,43	172,99	18,35
15	0,40	3,80	8,50	8,80	1,50	158,66	0,38	26,35	10,98	181,22	16,51
14	0,40	3,40	8,50	9,20	1,50	165,88	0,38	27,23	11,35	189,46	16,70
13	0,40	3,00	8,50	9,60	1,50	173,09	0,38	28,95	12,06	197,70	16,39
12	0,40	2,60	8,50	10,00	1,50	180,30	0,38	30,75	12,81	205,94	16,07
11	0,40	2,20	10,00	10,40	1,50	187,51	0,38	30,30	12,63	214,17	16,96
10	0,40	1,80	10,00	10,80	1,50	194,72	0,38	31,94	13,31	222,41	16,71
9	0,20	1,60	10,00	11,00	1,50	198,33	0,38	16,87	7,03	226,53	32,22
8	0,20	1,40	10,00	11,20	1,50	201,94	0,38	17,32	7,21	230,65	31,97
7	0,20	1,20	10,00	11,40	1,50	205,54	0,38	17,77	7,40	234,77	31,71
6	0,20	1,00	10,00	11,60	1,50	209,15	0,38	18,23	7,60	238,89	31,45
5	0,20	0,80	10,00	11,80	1,50	212,75	0,38	18,71	7,79	243,01	31,18
4	0,20	0,60	10,00	12,00	1,50	216,36	0,38	19,19	8,00	247,12	30,90
3	0,20	0,40	10,00	12,20	1,50	219,97	0,38	19,69	8,20	251,24	30,63
2	0,20	0,20	10,00	12,40	1,50	223,57	0,38	20,20	8,42	255,36	30,34
1 (base)	0,20	0,00	10,00	12,60	1,50	227,18	0,38	20,72	8,63	259,48	30,06

Fonte: Autor (2017)

Nessa etapa todos os fatores de segurança atenderam ao mínimo admissível (1,5). Partindo de todas essas avaliações, na figura 28 será mostrado um exemplo de como pode ser a geometria e detalhamento da estrutura.

Figura 28: Geometria final e detalhamento da estrutura



Fonte: Autor (2017)

A geometria apresentada, mostra os elementos que auxiliam no processo de drenagem da estrutura (colchão de areia, tubo de drenagem e canaletas), já que a metodologia de cálculo requer pressão neutra nula; A ancoragem da geogrelha, adotada em 1,5 metros; os comprimentos de reforço diferentes (8,5 ou 10 metros); Inclinações de face e do tardoz onde estará o talude natural antes da concepção da estrutura.

Na tabela 16, onde foi realizado a avaliação do arrancamento de face, para atender o fator de segurança na camada 31, foi necessário a substituição do elemento indutor de tensão, rolo compactador por placa vibratória. Essa mudança implicou em uma redução na tração máxima da 2ª iteração (tabela 14) que consequentemente, altera o fator de segurança de arrancamento do reforço (tabela 15) para mais, podendo assim afirmar, que todos os fatores encontrados são iguais ou superiores aos mínimos admissíveis, tanto pela norma (NBR-11682) quanto pelo método Ehrlich-Mitchell.

5.0. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A etapa de avaliação do dimensionamento externo, mostrou todos os fatores de segurança sendo superiores ao recomendado pela norma (NBR-11682) de 1,5.

Para o dimensionamento interno foi necessário adotar dois comprimentos de reforço diferentes, de 8,5 e 10 metros, sendo 8,5 metros advindo dos cálculos da estabilidade externa e 10 metros devido as recomendações de projeto feitas por Ehrlich (2009) para o uso de 80 por cento da altura para camadas mais profundas, em situações apropriadas pode-se adotar até com comprimento equivalente à altura da estrutura, mas, não foi esse o caso.

Na avaliação da tração máxima por camada, conseguiu-se restringir a apenas 2 modelos de geogrelha, Fortrac 110T e Fortrac 150T. Durante o estudo foi observado que, reduzindo a indução da compactação nas camadas superiores poder-se-ia trabalhar com geogrelhas com módulo de rigidez de 800kN/m, mas, preferiu-se manter o padrão.

Na análise da resistência ao arrancamento dos reforços, houve um fator de segurança menor que 1,5, na camada 31, como já observado, para atender as normatizações, deve-se ou reduzir a indução de compactação nessa camada, reduzindo a tração máxima e aumentando o fator de segurança ou aumentar o comprimento do reforço proporcionalmente até que chegue ao fator de segurança, já que o comprimento do reforço se liga diretamente ao comprimento estabilizante (L_e), compondo o cálculo da resistência ao arrancamento (P_r).

Na avaliação aos fatores de segurança vinculados a face, o comprimento de ancoragem (1,5) e a substituição do equipamento de compactação possibilitou o atendimento aos fatores de segurança mínimo exigidos pelo método Ehrlich-Mitchell. E como já mencionado, essa substituição propiciou na segunda análise interna (arrancamento), um aumento no fator de segurança na camada 31.

A estrutura é concebida apresentando altura das faixas dividida em múltiplos de 20 centímetros não por acaso, o intuito é poder deixar em aberto o modelo de faceamento da estrutura, podendo ser com blocos estruturais, faceamento verde, faceamento com aplicação de jateamento de concreto e outros.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682: Estabilidade de Taludes**. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10318: Geossintéticos - Termos e definições**. Rio de Janeiro, 2013.

ALVES, Luciano. **Estudo de parâmetro para projeto de muros de arrimo em alvenaria estrutural**. 2011. 38 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco. Disponível em: <http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/239/1/PB_COECI_2011_2_06.pdf>. Acesso em: 2 out. 2016.

BERNI, Ricardo dos Santos. **Uso do gabião para proteção de margens de cursos d'água: o caso do rio tietê**. 2007. 72 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2007. Disponível em: <<http://portal.anhembi.br/cursos/engenharia-civil/#tab1>>. Acesso em: 5 out. 2016.

BARROS, Pérsio Leister de Almeida. **Obras de Contenção - Manual Técnico**. Jundiaí: São Paulo. Maccaferri, 2011.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas aplicações**. 6. ed. Vol.2. Rio de Janeiro: Ltc, 1987.

CRAIG, Robert F.. **Craig Mecânica dos Solos**. 7. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2011. Tradução de: Amir Kurban.

DANTAS, Bruno Teixeira. **Análise de Comportamento de estruturas reforçadas sob condições de trabalho**. 2004. 222 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Ufrj, Rio de Janeiro. Disponível em: <http://www.coc.ufrj.br/teses/doutorado/geotecnia/2004/Teses/DANTAS_BT_04_t_D_geo.pdf>. Acesso em: 12 out. 2016.

ENGENHARIA, Eco. **Geogrelha Fortrac**: Geogrelhas e Tecidos. Disponível em: <<http://ecoengenharia.com.br/produtos/geogrelhas-e-tecidos/geogrelha-fortrac/>>. Acesso em: 19 out. 2016.

EHRlich, Maurício; BECKER, Leonardo. **Muros e Taludes de Solo Reforçado**: Projeto e Execução. São Paulo: Oficina de Textos, 2009. 126 p. (Coleção Huesker: engenharia com geossintéticos)

GERSCOVICH, Denise M S. **Estruturas de contenção**: Muros de arrimo. UERJ, 2009. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>>. Acesso em: 01 out. 2016.

KOERNER, R. M. **Designing with geosynthetics**. New Jersey: Geosynthetic Research Institute, 1994.

LEAL, Matheus Marques da Silva. **Projeto de uma cortina ancorada para estabilizar um muro de arrimo**. 2014. 137 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, UFRJ, Rio de Janeiro. Disponível em: <<http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10010728.pdf>>. Acesso em: 6 out. 2016.

MITCHELL, J. K. e VILLET W. C. B.. **Reinforcement of Earth Slopes and Embankments**. 1987. National Cooperative Highway Research Program Report 290, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

MOLITERNO, Antonio. **Caderno de muros de arrimo**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1980.

NUNES, Leonardo Andrade. **Avaliação da estabilidade de maciço de terra na rodovia TO 455, km 26, com vista para estruturas de contenção**. 2016. 101 f. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, CEULP/ULBRA, Palmas-TO.

PINI. **Contenções**. 2009. Disponível em: <<http://construcaomercado.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/47/contencoes-283340-1.aspx>>. Acesso em: 26 set. 2016.

PLÁCIDO, R. R., et al. **Análise Comparativa de Custos para Diferentes Alternativas de Estruturas de Contenção**, COBRAMSEG. 2010. ABMS.

PUC-RIO. **Uso de Geossintéticos como elemento de reforço de solo**. Disponível em: <http://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/4295/4295_3.PDF>. Acesso em: 2 out. 2016.

QUEIROZ, Rudney C.. **Geologia e geotecnia básica para a engenharia civil**. São Carlos: Rima, 2009. 406 p.

SIEIRA, Ana Cristina Castro Fontenla. **Geossintéticos e Obras de Terra**: UERJ. Disponível em: <<http://www.abms.com.br/links/bibliotecavirtual/IIgeojovem2006/2006-fontenla-sieira.pdf>>. Acesso em: 5 out. 2016.

VARGAS, Milton. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: Mcgraw-hill do Brasil, 1977.

VERTEMATTI, José Carlos (coord.). **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2015.

VIDAL, D., FABRIN, T. e MONTEZ, F T. **O conceito de fatores de redução aplicados as propriedades dos geossintéticos**; I Simp. Sul-americano de Geossintéticos / 3º Simp. Brasileiro de Geossintéticos, Rio de Janeiro, V.1, 1999.