



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PROJETO DE CONTENÇÃO E DRENAGEM EM MURO DE ARRIMO COM USO DE GEOSSINTÉTICOS

Aluno: Yslas Cardoso Alves

Matrícula: 11411ECV055

Orientadora: Prof^ª. Dr^ª. Giovana Bizão Georgetti

Uberlândia, dezembro de 2017.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus por estar sempre presente na minha vida, iluminando meu caminho para eu ter coragem de vencer os obstáculos e lutar pelos meus sonhos.

Depois, devo agradecer imensamente aos meus pais pelo amor e pela confiança que atribuíram a mim. Vocês que sempre incentivaram meus estudos, minha formação como um homem de caráter e de boa educação são os maiores responsáveis para que eu chegasse a concluir a graduação como Engenheiro Civil.

Minha família, avós, primos, tias, que sempre se orgulharam de mim, isso só me fazia não desistir em querer ser o melhor para retribuir o carinho. À Izadora, pela paciência e amor que me aliviava a tensão nos momentos mais turbulentos.

Aos meus amigos de infância e as amigadas que cultivei durante o curso, vocês foram especiais nos momentos de alegria e me apoiaram sempre que foi preciso, obrigado por compartilharem comigo os melhores momentos e fazerem destes anos inesquecíveis.

Aos professores da faculdade, pela atenção em dedicar seu tempo em ensinamentos e orientações que, com certeza, levarei daqui em diante. À empresa júnior, Constru, e todo movimento “MEJ” que me concedeu experiências grandiosas na engenharia e seu mercado de atuação.

Enfim, dedico aqui o meu agradecimento a todos os que contribuíram direta ou indiretamente para conclusão da minha graduação.

“ Lute com determinação, abrace a vida com paixão, perca com classe e vença com ousadia, porque o mundo pertence a quem se atreve e a vida é muito bela para ser insignificante.”

(CHARLES CHAPLIN)

RESUMO

As construções em meio urbano frequentemente levam a alterações da geometria natural de maciços de solos e por vezes requerem a verticalização de taludes, que passam a necessitar de estruturas de arrimo para que se mantenham estáveis. Este trabalho apresenta o estudo de uma estrutura de contenção em muro de arrimo com solo reforçado em geossintéticos. Esta estrutura é parte de uma obra de duplicação de pista na rodovia BR-365, em trecho urbano, localizado na cidade de Uberlândia. Especificamente, estudou-se a solução de contenção com uso de reforços geossintéticos, buscando identificar os principais requisitos para avaliação da segurança e estabilidade da estrutura. O dimensionamento da estrutura com 6,3 m de paramento foi realizado por análise do estado limite último, respeitando os critérios de estabilidade externa e interna do solo reforçado. Os reforços utilizados foram geogrelhas com resistências nominais de 60, 90 e 120 kN/m. A drenagem foi projetada usando também soluções com geossintéticos, sendo neste caso um geocomposto drenante e um tubo perfurado. O trabalho mostra a viabilidade e as vantagens de aplicação de geossintéticos como alternativa a técnicas mais difundidas no mercado.

Palavras-chave: Solo reforçado. Muro de arrimo. Estabilidade. Geossintéticos.

ABSTRACT

Constructions in urban areas often lead to changes in the natural geometry of earth masses and sometimes require slopes to be nearly vertical, which demand retaining walls to remain stable. This work presents the study of a retaining structure of soil reinforced by geosynthetics. The retaining wall is part of a road duplication project on the BR-365 highway, in an urban area in the city of Uberlândia. Specifically, a solution using geosynthetic reinforcement was studied with the aim to identify the main requirements to evaluate safety and stability of such retaining wall. The design of the 6.3-m-tall structure was performed by analyzing the ultimate limit state, respecting the external and internal stability criteria for reinforced soils. The selected reinforcements were geogrids with nominal resistances of 60, 90 and 120 kN/m. The drainage was also designed using geosynthetics. In this case, a drainage geocomposite and a perforated tube were chosen. It is shown the viability and advantages of applying geosynthetics as an alternative to more widespread techniques in the construction market.

Key-words: Reinforced soil. Retaining wall. Stability. Geosynthetics.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Seção transversal típica de um muro com solo reforçado por geossintético.	14
Figura 2 – Muro de solo reforçado sob o viaduto em Maracajá - SC.....	18
Figura 3 – Exemplo de solo compactado, reforçado com geogrelha e com revestimento vegetal.....	19
Figura 4 - Geogrelha uniaxial e biaxial, com ligações termo soldadas.	21
Figura 5 - Situação de projeto.....	23
Figura 6 - Seção transversal com dimensões verticais	25
Figura 7 - Definição das dimensões mínimas para os muros de solo reforçado	26
Figura 8 - Condições de instabilidade externa	27
Figura 9 - Forças atuantes nas verificações de estabilidade externa	28
Figura 10 - Configuração do maciço no dimensionamento da estabilidade global.....	34
Figura 11 - Superfícies potenciais de ruptura.....	36
Figura 12 - Comprimento total geogrelha	39
Figura 13 - Seção transversal típica de muro com sistema de blocos segmentais.....	42
Figura 14 - Geocomposto para drenagem.....	45
Figura 15 - Geotubo para drenagem.....	46
Figura 16 - Geocomposto e Geotubo drenantes	46
Figura 17 – Estabilidade global do solo sem reforço	49
Figura 18 – Estabilidade global com solo reforçado	50
Figura 19 - Configuração final do muro.....	55

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Requisitos para estabilidade de muros de contenção.....	27
Tabela 2 - Comparativo entre as técnicas construtivas.....	41
Tabela 3 - Parâmetros para dimensionamento da estabilidade	48
Tabela 4 - Verificação contra o tombamento.....	48
Tabela 5 - Verificação contra o deslizamento	48
Tabela 6 - Verificação da capacidade de carga da fundação	49
Tabela 7 - Resistência de projeto dos reforços	51
Tabela 8 - Verificação contra a ruptura do reforço a tração	52
Tabela 10 - Verificação contra arrancamento do reforço	53
Tabela 10 - Coeficientes referentes à bacia local	54
Tabela 11 - Vazão pelo Método Racional	54

LISTA DE SÍMBOLOS

$W1$ = peso próprio do maciço reforçado;
 $W2$ = peso próprio do talude sobre o muro reforçado;
 W = peso próprio total;
 γ = peso específico do solo;
 H = altura mecânica do muro;
 L = comprimento do reforço;
 E_s = empuxo devido a atuação do solo indeformado;
 E_q = empuxo devido à sobrecarga atuante;
 E = empuxo total;
 K_a = coeficiente de atrito do solo;
 $q1$ = sobrecarga sobre o topo do maciço;
 $q2$ = sobrecarga da massa indeformada de terra;
 b_s = braço de alavanca de E_s ;
 b_q = braço de alavanca de E_q ;
 b = braço de alavanca de E ;
 ϕ = ângulo de atrito interno do solo;
 $\phi_{indeformado}$ = ângulo de atrito interno do solo indeformado;
 $\phi_{compactado}$ = ângulo de atrito interno do solo compactado;
 K_a = coeficiente de atrito interno do solo;
 γ_{pav} = peso específico do pavimento asfáltico;
 γ_{laje} = peso específico do concreto armado da laje de transição do viaduto;
 $\gamma_{indeformado}$ = peso específico do solo indeformado;
 $\gamma_{compactado}$ = peso específico do solo indeformado;
 γ_f = peso específico do solo de fundação;
 p = carga móvel adotada em conformidade com NBR 7188;
 $F.S$ = Fator de segurança;
 $F.R$ = fator de redução;
 $F.St$ = fator de segurança contra o tombamento;
 $F.Sd$ = fator de segurança contra o deslizamento;
 $F.Sc$ = fator de segurança para capacidade de carga da fundação;

F_{Sarr} = fator de segurança contra o arrancamento;

$F_{r\,fluência}$ = fator de redução por fluência do material;

$F_{r\,d.i}$ = fator de redução por danos de instalação;

$F_{r\,d.a}$ = fator de redução por degradação ambiental;

F_r = força resistente;

F_a = força atuante;

M_r = momento resistente;

M_a = momento atuante;

σ_r = tensão resistente;

σ_a = tensão atuante;

R_v = reação vertical (normal) correspondente ao peso próprio total W ;

N_c , N_q , N_γ = fatores de capacidade de carga para as expressões de Terzagui e Peck (1967);

c' = coesão aparente do solo de fundação

e = excentricidade;

T = tensão de tração máxima solicitante;

R_p = Tensão resistente de cálculo, do reforço;

z = profundidade da camada analisada;

S_v = espaçamento entre as camadas de reforço;

$S_{v,i}$ = espaçamento entre camadas, sendo índice i o indicador da camada analisada e crescente com a profundidade;

R_{Nu} = resistência nominal última;

h_{inf} = altura de influência de cada reforço;

F_h = força horizontal;

$\sigma_{v,i}$ = tensão vertical atuante no reforço, sendo índice i o indicador da camada analisada e crescente com a profundidade

$\sigma_{h,s,i}$ = tensão atuante no reforço na face superior, sendo índice i o indicador da camada analisada e crescente com a profundidade;

$\sigma_{h,inf,i}$ = tensão atuante no reforço na face inferior, sendo índice i o indicador da camada analisada e crescente com a profundidade;

F^* = o fator de resistência ao arrancamento;

f_a = o coeficiente de aderência, cujo valor foi adotado igual a 0,8 em conformidade com a recomendação mínima de Vertematti (2004);

α = é o fator de correção do efeito de escala, cujo módulo é igual a 0,6 em conformidade com nota de recomendação de Vertematti (2004), para casos de ausência de ensaios;

Q: o escoamento superficial, em m³/s;

Qlinear: escoamento superficial por metro de escoamento, em m³/s.m;

i: a intensidade da chuva, em mm/h;

A: área de drenagem, em ha;

C: o coeficiente de escoamento ou deflúvio superficial (run off), parâmetro que leva em conta o grau de permeabilidade da área de drenagem;

t_c : tempo de concentração (min);

Tr = tempo de retorno das chuvas (anos);

Lt: comprimento do talvegue (m);

S: declividade média do (m/m).

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1 Estruturas de contenção.....	15
2.1.1 Muros de arrimo	15
2.1.2 Solos reforçados	16
2.2 Geossintéticos	19
2.3 Drenagem	21
3 MÉTODO	23
3.1 Dados do projeto	24
3.1.1 Distribuição dos materiais	24
3.1.2 Definição da seção transversal	24
3.2 Dimensionamento da estrutura de solo reforçado	26
3.2.1 Estabilidade Externa.....	26
3.2.1.1 Deslizamento	30
3.2.1.2 Tombamento	30
3.2.1.3 Capacidade de carga da fundação	31
3.2.1.4 Estabilidade Global.....	32
3.2.2 Estabilidade Interna.....	33
3.2.2.1 Ruptura do reforço por tração	35
3.2.2.2 Arrancamento do reforço	37
3.3 Aspectos econômicos e construtivos.....	40
3.3.1 Paramento do muro.....	41
3.4 Drenagem	43
3.4.1 Dimensionamento.....	43
3.4.2 Materiais utilizados	45
4 RESULTADOS	47

5 CONFIGURAÇÃO FINAL.....	54
6 CONCLUSÃO.....	55
7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	56

1 INTRODUÇÃO

Geossintéticos são definidos pela Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS) como produtos industrializados com pelo menos um de seus componentes fabricado com polímero sintético ou natural, que se apresentam na forma de manta, tira, ou estrutura tridimensional, e são utilizados em contato com o solo ou com outros materiais em aplicações da engenharia civil, geotécnica e ambiental (IGS BRASIL, 2017). Estes constituem um grupo recentemente desenvolvido de material de construção, sendo empregados correntemente em obras de vários portes, especialmente na construção pesada. Dentre as funções desempenhadas por geossintéticos estão reforço, proteção, filtração, separação, drenagem, controle de erosão e impermeabilização (VERTEMATTI, 2004).

Historicamente, a primeira aplicação de geossintético na engenharia civil ocorreu com material geotêxtil e foi datada em 1926, nos EUA, sendo este destinado ao reforço de pavimentos de estradas da Carolina do Sul (JOHN, 1987 apud SIEIRA, 2003). No entanto, a utilização de inclusões sintéticas para solos reforçados, fomentou-se na década de 50 e vem aumentando desde então. No Brasil, no início dos anos 70 foram construídas as primeiras obras de contenção utilizando geotêxteis (MITCHELL; VILLET, 1987 apud SIEIRA, 2003), mas foi só no início da década de 80 que foi executada a primeira obra de grande porte de solo reforçado no Brasil, na rodovia que liga Taubaté a Campos do Jordão (CARVALHO; WOLLE; PEDROSA, 1986 apud SIEIRA, 2003). Nesta obra foram utilizados geotêxteis para o reforço do aterro da rodovia, assente sobre solo mole. Nas últimas décadas, os geossintéticos vêm desempenhando um papel fundamental na substituição ou aprimoramento de técnicas existentes, permitindo associações e combinações com solos e agregados, resultando em soluções mais rápidas, leves, esbeltas, confiáveis e econômicas.

No que se refere à função de reforço em maciços de solo, o princípio de funcionamento dos geossintéticos está associado à pouca resistência à tração do solo em comparação com sua resistência à compressão. Assim, a função destes elementos poliméricos é justamente conferir maior resistência à tração ao maciço que, dessa forma, tem mais sustentação para evitar deslizamentos.

O reforço ocorre pela intrusão do material sintético em um aterro de solo compactado, como ilustrado na Figura 1. A execução do aterro reforçado é feita em camadas, inclusive utilizando o solo local para reaterro na obra, sempre que possível, de

A função de drenagem em uma obra de reforço pode ser feita por solos de alta permeabilidade (granulares), geossintéticos (geotêxteis por exemplo), ou uma combinação destes. Para o dimensionamento de camadas drenantes, os critérios básicos são de permeabilidade e retenção. O primeiro, garante que o material drenante seja suficientemente aberto para permitir a livre passagem de água sem causar subpressões. Enquanto o segundo, antagonicamente ao primeiro, garante que o material seja suficientemente fechado para reter partículas maiores do solo-base, visando dificultar erosão interna.

Neste trabalho, o objetivo foi projetar um muro de contenção com aplicação de geossintéticos em um maciço aterrado na rodovia BR-365. O trecho em que se localiza o muro de arrimo se trata de uma área urbana na qual o espaço horizontal para conformação do aterro é limitado, e com isso requer uma solução de aterro reforçado para que o paramento tenha inclinação aproximadamente vertical. Foram dimensionados o reforço e a drenagem da seção de maior altura do muro de arrimo, dando enfoque à geogrelha com função de reforço, e ao geotêxtil com função de drenagem. Com base nos resultados e na verificação da viabilidade do uso de geossintéticos para esta solução, pretende-se incentivar a aplicação desta técnica na otimização de projetos geotécnicos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Estruturas de contenção

Estruturas de contenção são aquelas destinadas a contrapor-se a empuxos e tensões gerados em maciços cujas condições de equilíbrio foram alteradas devido a algum tipo de escavação, corte ou aterro. Quando se tratam de estruturas de contenção de caráter permanente, é comum a opção por muros de arrimo ou reforço de solos.

2.1.1 Muros de arrimo

Genericamente, os muros são estruturas de contenção de parede vertical ou quase vertical, apoiadas sobre fundação rasa ou profunda. Podem ser classificados em dois tipos principais: por gravidade e por flexão.

Para os muros por gravidade, o atrito de sua base contra o solo deve ser suficiente para assegurar a estabilidade da obra e sua geometria trapezoidal destina-se a evitar o

tombamento por rotação em torno da aresta externa da base. São indicados em situações de solicitações reduzidas já que, para atender esforços elevados, passam a demandar maior espaço para implantação da base e podem se tornar economicamente inviáveis pelo alto custo de execução. Muros de solo-cimento ensacados, pedra seca sem rejunte, alvenaria de pedra com rejunte, concreto ciclópico, gabião-caixa e solo-pneu, são exemplos destes muros que utilizam de seu próprio peso para resistir aos esforços solicitantes. Sua escolha pode ser determinada pelo custo dos materiais disponíveis, condições da fundação, disponibilidade de espaço e acessos, sobrecarga e altura do muro.

Por outro lado, Gerscovich (2010) afirma que, para situações cuja altura supera 5 metros é recomendado o estudo de muros do tipo flexão. Nestes casos, o muro se torna mais esbelto e, geralmente, é formado por um perfil em “T” invertido ou em L, de concreto armado. Sendo assim, sua estabilidade é garantida pelo peso do retroaterro que age sobre a laje de base, fazendo com que o conjunto muro-aterro funcione como uma estrutura semelhante aos muros por gravidade.

2.1.2 Solos reforçados

Estruturas de solos estabilizados mecanicamente compõem uma solução moderna e aplicável a qualquer altura de maciço. Uma estrutura de contenção feita por solo reforçado é basicamente composta por três elementos: solo, reforço e face. Dentre estes, o solo é o componente mais abundante e deve ter massa e volume adequados, bem como uma atenção em sua compactação após lançamento das camadas. O reforço é o elemento responsável pela estabilidade do conjunto. Em analogia ao concreto armado, a funcionalidade deste material é a mesma do aço, ou seja, resistir aos esforços de tração, enquanto o solo, aos de compressão. Por último, o processo construtivo deve prever um revestimento da face do respectivo talude. Apesar de possuir uma contribuição desprezível estruturalmente, a utilização dos elementos de revestimento visa proporcionar, além de aspectos estéticos e proteção contra vandalismo, uma medida de combate à erosão superficial, que em uma situação extrema poderia levar ao colapso da estrutura.

O principal aspecto que diferencia as estruturas de solos reforçados entre si é o tipo de elemento de reforço, que, de acordo com Dantas (2013, p.6), são classificados como flexíveis ou rígidos:

Os reforços podem ser utilizados com comprimentos e espaçamento uniformes ou variáveis. Quanto a geometria, podem se apresentar em formas de grelhas, mantas, tiras e barras. Os tipos mais comuns são os geossintéticos, que normalmente possuem baixa rigidez a esforços axiais, e os metálicos, geralmente com elevada rigidez axial. Por simplicidade, os reforços de baixa rigidez serão chamados flexíveis ou extensíveis e os de elevada rigidez serão chamados de rígidos ou inextensíveis.

Um dos sistemas de reforço do tipo rígido, cujo uso é bastante difundido e os procedimentos de projeto e execução são normatizados, utiliza fitas metálicas galvanizadas e é conhecido por Terra Armada (ABNT NBR 9286:1986). Esta técnica funciona pela combinação entre aterro e elementos de reforço formando um maciço no qual as armaduras resistem aos esforços de tração e a interação com o solo traz o comportamento de uma estrutura coesa, resistente ao peso próprio e sobrecargas. A vantagem deste sistema construtivo e sua atratividade está na facilidade e rapidez de execução. No entanto, a terra armada necessita de um preenchimento de solo granular selecionado e projetos adequados para avaliar a corrosão dos elementos de reforço em aço. A corrosão de elementos metálicos enterrados é influenciada pela presença de sais, principalmente cloretos e sulfatos, pH, porosidade e grau de saturação do solo (MITCHELL; VILLET, 1987 e ELIAS et al. 2001 apud DANTAS, 2004).

Os reforços flexíveis compostos por geossintéticos podem ser geotêxteis, geogrelhas ou geocompostos resistentes que conferem melhorias nas características mecânicas do maciço reforçado de forma não agressiva ao meio ambiente, uma vez que os elementos são produzidos por polímeros inertes aos locais previstos para aplicação. Com base em estudos feitos sobre aterros reforçados com geossintéticos (ALMEIDA, 1996; SILVA e PALMEIRA, 1998; FAHEL et al., 1999 apud PERBONI, 2003), constata-se que este método proporciona, através de transições mais uniformes e suaves, melhor distribuição das tensões aplicadas pelo aterro sobre o solo de fundação, minimização dos recalques diferenciais, redução dos deslocamentos horizontais, aumento do fator de segurança do conjunto e o aumento da vida útil da obra.

Além disso, conforme Maccaferri (2017), reforços com estes polímeros sintéticos possuem aplicações em taludes mais íngremes, não necessitam de muros robustos para contenção nem equipamentos e mão de obra especializada para execução, possuem rápida aplicação e provocam baixo impacto ambiental.

O sistema de contenção com solo compactado reforçado com geossintéticos é, portanto, uma solução versátil, ambientalmente correta e econômica quando se pensa em

estabilização de encostas. Sendo assim, empresas fabricantes de geossintéticos veem desenvolvendo não só materiais como também tecnologia de aplicação de seus produtos. A empresa Maccaferri do Brasil, por exemplo, patenteou uma solução conhecida como Terramesh, a qual atinge bons resultados em termos de estabilização de taludes sem alteração da estrutura original do solo. Trata-se de um sistema de reforço com aplicação de geogrelhas de resistências diferentes ao longo da altura do maciço, possibilitando a elaboração de projetos mais enxutos e econômicos. Na Figura 2, vê-se a imagem da obra concluída pela empresa, aplicada na Passagem Inferior do Km 15+100 da BR-101 Sul, em Maracajá - Santa Catarina. Segundo Maccaferri (2013), o viaduto se encontrava numa região de solo com baixa capacidade suporte e uma altura de contenção de 8 metros. Para estabilizar o material, foi utilizado solução em Terramesh com geogrelha Macgrid S400, MacGrid S800 e na face um muro escalonado em gabiões-caixa.

Figura 2 – Muro de solo reforçado sob o viaduto em Maracajá - SC.

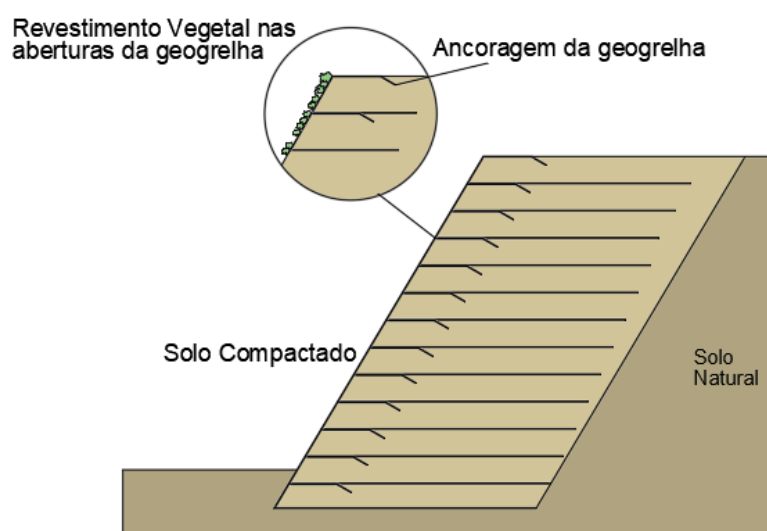


Fonte: Maccaferri (2013).

A empresa criou também o sistema Terramesh Verde, no qual a face do talude recebe um complemento vegetado. Preservando a permeabilidade do terreno e sua capacidade drenante, o Terramesh Verde combina, portanto, as necessidades de estabilização e sustentabilidade ambiental, sem afetar a competitividade econômica do

produto, confirmando sua eficiência e adaptabilidade para as mais diversas condições. Semelhante à contenção com gabião convencional, na Figura 3 encontra-se ilustrado de forma mais simples um talude reforçado com geogrelha como elemento de armação e ancoragem do solo e a fixação do revestimento vegetado na face externa, reduzindo o impacto ambiental.

Figura 3 – Exemplo de solo compactado, reforçado com geogrelha e com revestimento vegetal.



Fonte: Autor (2017).

Estas estruturas ambientalmente corretas, são aplicáveis desde estruturas de pequenas solicitações com alturas reduzidas de maciço, como também em estruturas mais robustas e massivas. Maccaferri (2014), no “*Case history: Construction of new airport at Pakyong*”, cita um exemplo disso: o projeto executado no aeroporto de Sikkim, noroeste da Índia, no qual a estrutura apresenta mais de 70 m de altura e já sobreviveu a significativos terremotos, completamente intacta.

2.2 Geossintéticos

Os geossintéticos são constituídos essencialmente por polímeros e aditivos. Estes últimos conferem melhorias no processo de fabricação ou no comportamento natural dos geossintéticos perante a engenharia, por exemplo: aditivos plastificantes, que aumentam

a flexibilidade do produto; inibidores de ação ultravioleta, que protegem contra radiação UV, sendo vitais para longevidade.

Dada a produção industrializada dos geossintéticos, novas variações são desenvolvidas com frequência. Sendo assim, foram criadas classificações, definições e siglas para situar cada grupo. As siglas estão definidas pela ABNT NBR 12553:2002 e, alguns exemplos das categorias existentes, são

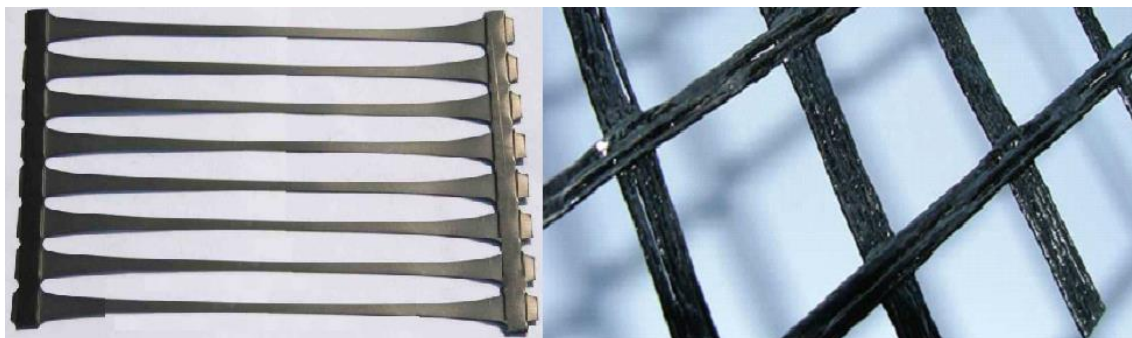
- Geocomposto (GC): produto industrializado formado pela associação de um ou mais geossintéticos para desempenhar funções específicas, como a de drenagem;
- Geocélula (GL): produto de estrutura tridimensional aberta constituída de células interligadas com função predominante de reforço e controle de erosão;
- Geomanta (GA): produto com estrutura tridimensional permeável, usado para controle de erosão superficial do solo, também conhecido como biomanta quando é biodegradável;
- Geomembrana (GM): produto bidimensional de baixíssima permeabilidade, utilizado para controle de fluxo e separação nas condições de solicitação;
- Geotêxtil (GT): produto têxtil bidimensional permeável, cujas propriedades mecânicas e hidráulicas permitem que desempenhe variadas funções numa obra geotécnica;
- Georrede (GN): produto com estrutura em forma de grelha, com função predominante de drenagem;
- Geogrelha (GG): produto com estrutura em forma de grelha com função predominante de reforço.

Ainda, conforme a norma ABNT NBR 12553:2002, a geogrelha possui aberturas que permitem interação com meio em que estão confinadas e é constituída por elementos ortogonais resistentes à tração. Quando apresenta elevada resistência à tração em apenas uma direção, é considerada unidirecional e é bidirecional, quando apresenta resistência em duas direções. Na Figura 4 estão os materiais de resistência uni e bidirecional, respectivamente.

O processo de instalação destes materiais não requer mão de obra especializada ou equipamentos especiais. Tal processo consiste basicamente em dispô-los sobre a superfície do solo de preenchimento sem que haja ondulações ou irregularidades neste

terreno, e proceder o aterro sobre os mesmos de forma a não movimentar a geogrelha de sua posição original. Por isso, estes elementos são de fácil operação e sua versatilidade permite aplicação em locais de difícil acesso.

Figura 4 - Geogrelha uniaxial e biaxial, com ligações termo soldadas.



Fonte: Maccaferri (2017).

Outra característica de projetos com reforço por geogrelhas é a possibilidade de adoção de tipos variados de acabamento na face dos taludes, já que a capacidade autoportante do maciço reforçado não exige utilização de um paramento com função estrutural efetiva, na maioria das situações. Assim, é notável que exista uma variedade considerável de tipos de revestimento, desde elementos pré-moldados de concreto até cobertura vegetal.

2.3 Drenagem

Em um muro de arrimo, o correto dimensionamento e a execução civil perfeita do sistema utilizado como reforço não terão desempenho satisfatório a longo prazo, caso o sistema de drenagem não for eficaz. As águas do lençol freático que porventura ocorram à montante do muro de arrimo, bem como o escoamento de águas pluviais, devem ser controladas para garantir o desempenho a longo prazo da estrutura.

Para se obter eficiência no sistema drenante é interessante a associação de dois métodos: método de barreira e método de condução. O primeiro, consiste na aplicação de uma camada impermeabilizante para barrar o fluxo da água. No entanto, se fosse aplicado sozinho, a camada impermeabilizante aprisionaria a água dentro do maciço reforçado e causaria uma sobrecarga elevada em função da saturação do solo. Como resultado, teria-se aumento de poropressões e, dependendo da intensidade, culminar num colapso

indesejável da estrutura de solo reforçado. Dessa forma, o segundo método vem para drenar essa água aprisionada e conduzi-la para um ponto de saída controlado.

A função drenagem de um geossintético, conforme definição da ABNT NBR 12553:2003, consiste na coleta e condução de um fluido pelo seu corpo. De acordo com Vertematti (2004), a aplicação destes materiais drenantes trazem vantagens que podem ser assim resumidas:

- São produtos uniformes, contínuos e flexíveis, que cumprem sua função mesmo quando aplicados em superfícies irregulares ou descontínuas.
- Permitem uma significativa redução na espessura dos sistemas drenantes em comparação com as soluções convencionais, cujos colchões drenantes possuem espessuras mínimas de 25 cm. Sendo assim, reduzem as escavações e permitem um maior aproveitamento do espaço disponível.
- São facilmente manuseados, podendo sua instalação ser mecanizada, o que permite significativa redução de cronogramas e custos.
- São extremamente leves, em comparação com os agregados naturais, proporcionando menores sobrecargas nas estruturas e fundações das obras civis.

Portanto, do ponto de vista técnico, os geossintéticos garantem igual ou melhor comportamento que os materiais naturais, desde que projetados e aplicados adequadamente. Para Vertematti (2004), num sistema é possível um ou mais geossintéticos com capacidade drenante, que podem ser classificados como:

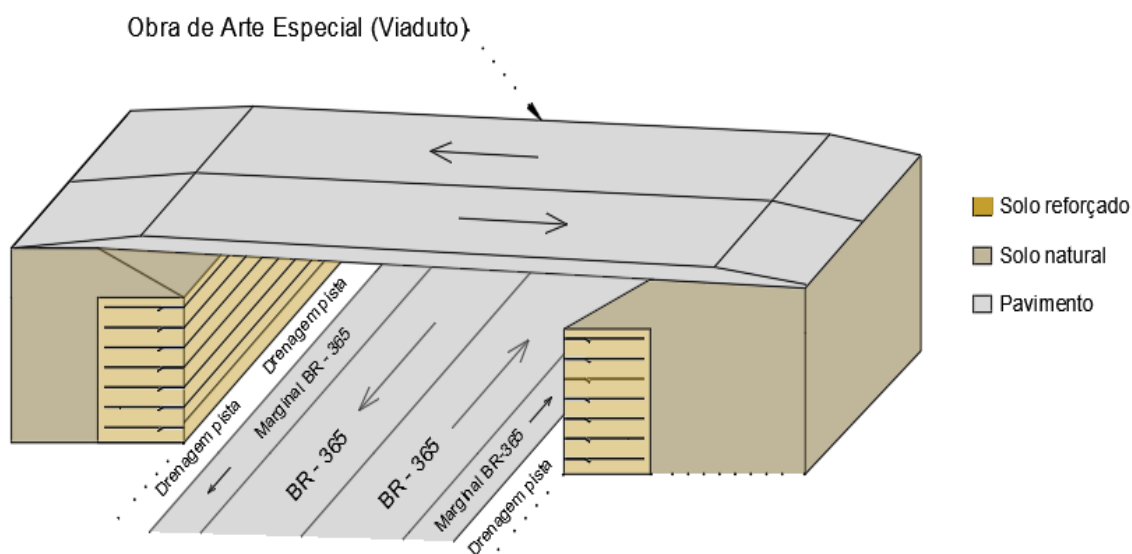
- Geotêxteis espessos: são constituídos por uma única camada de geotêxtil não tecido agulhado, com espessura de alguns milímetros, a qual filtra e conduz os fluidos em seu plano, concomitantemente.
- Geoespaçadores, georredes, geomantas e geoexpandidos: trata-se de produtos utilizados como núcleo drenante para criar um grande volume de vazios e, assim, substituir agregados que são empregados nos drenos convencionais.
- Geocompostos drenantes: é a combinação de um geotêxtil filtrante com um núcleo drenante e/ou com um geotubo, que pode ser produzido industrialmente ou, simplesmente, manufaturado no canteiro de obras.
- Geotubos: consistem em tubos-drenos sintéticos, especialmente projetados para utilização em drenagem, empregados em substituição aos tubos

convencionais de cerâmica perfurada, concreto perfurado e de concreto poroso.

3 MÉTODO

Este trabalho foi desenvolvido com base em dados de uma obra em andamento, que consiste na construção de viadutos sobre o trecho urbano da rodovia BR-365 em Uberlândia-MG. Paralelamente à construção de viadutos, serão duplicadas as faixas de tráfego da rodovia e ampliadas suas marginais nos dois sentidos de tráfego. Dada a necessidade de espaço horizontal para a duplicação e ampliação, os taludes existentes nas laterais da rodovia serão verticalizados e será adotada para contenção lateral do terreno o sistema de Terra Armada, para a obra real. A configuração final da obra concluída está na Figura 5.

Figura 5 - Situação de projeto



Fonte: Autor (2017)

O objeto de estudo deste trabalho foi especificamente uma zona de solo reforçado típica desta obra, para a qual considerou-se o máximo desnível existente entre a rodovia e o viaduto. Como alternativa ao método de terra armada, foi dimensionado um reforço com geogrelhas para os taludes verticalizados.

Além da geometria da obra, a escolha de geogrelhas se deu pelas características do terreno e do reforço. O terreno local possui considerável parcela de partículas finas o

que é ruim para o mecanismo de terra armada, cujas fitas devem ser inseridas em material granular elevando a resistência pelo atrito. Ainda, a limitada capacidade drenante do solo local favorece o surgimento de poro-pressões e a consequente redução da coesão aparente, com aumento da susceptibilidade à fluência e maior movimentação pós-constructiva da estrutura. Por fim, estes esforços são melhores resistidos por estruturas flexíveis, como os geossintéticos.

3.1 Dados do projeto

São apresentadas as principais características do solo, do reforço utilizado e do talude, necessárias para elaboração do projeto, bem como uma apresentação geral das condições de projeto.

3.1.1 Distribuição dos materiais

Os materiais constituintes da terraplenagem e do subleito ao longo do trecho são predominantemente argilo-arenoso. Após ensaios granulométricos e de limites de consistência realizados por uma empresa terceirizada, as amostras de solos foram classificadas como A-2-4 de acordo com o sistema HRB (*Highway Research Board*). Estes solos, em geral, possuem boa capacidade de suporte nas condições ótimas de compactação.

Para dimensionamento do muro, dados de peso específico e o ângulo de atrito do solo foram obtidos da mesma empresa terceirizada. Os parâmetros do solo no estado compactado na umidade ótima e o resultado de ensaio de cisalhamento direto forneceram:

- Peso específico compactado (γ): 20,75 kN/m³;
- Umidade ótima de compactação (Hot): 13,7%;
- Ângulo de atrito interno (ϕ): 31°;
- Coesão: 10 kPa.

3.1.2 Definição da seção transversal

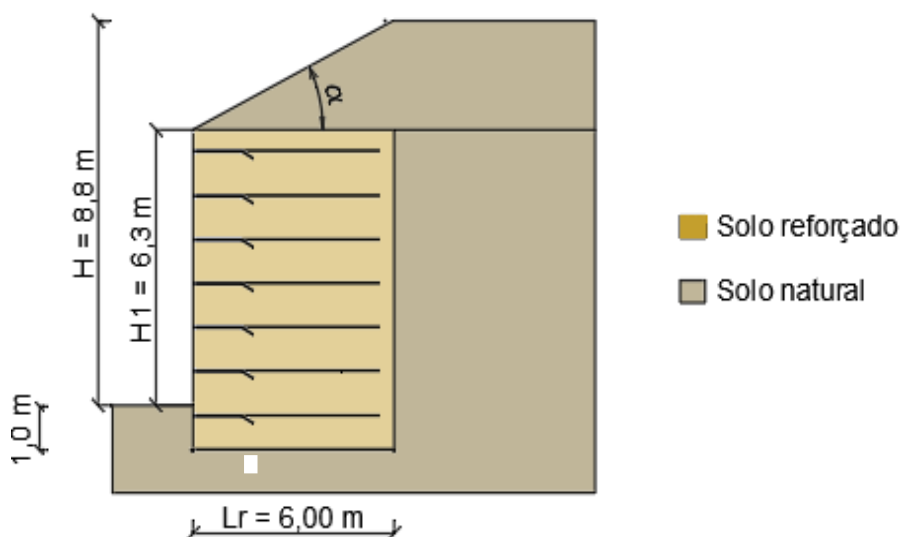
As características geométricas da seção transversal foram estabelecidas visando um arranjo mais econômico e eficiente. Optou-se pela utilização de muros do tipo “pés-

de-talude”, ou seja, muros cuja altura mecânica (H) é maior que a altura do paramento (H_1). Dessa forma, o topo do reforço projetado conta com um talude de ângulo de inclinação (α) próximo ao ângulo de atrito interno do terreno (ϕ).

A altura mecânica total do maciço é limitada pela diferença de cotas entre o bordo da pista lateral da BR-365 e a cota inferior da pista da Obra de Arte Especial, totalizando 8,8 m. Deste total, desconsiderando-se a parcela de 1 metro que está enterrada, restam 6,3 metros de maciço reforçado e 2,5 metros de talude vegetado de alturas livres.

Na Figura 6 está a seção transversal com as alturas mencionadas, o ângulo de inclinação do talude vegetado “ α ”, os tipos de solo e o comprimento adotado inicialmente para o reforço (L , que será discutido adiante). O valor de “ α ”, foi calculado e equivale a 22, 62°.

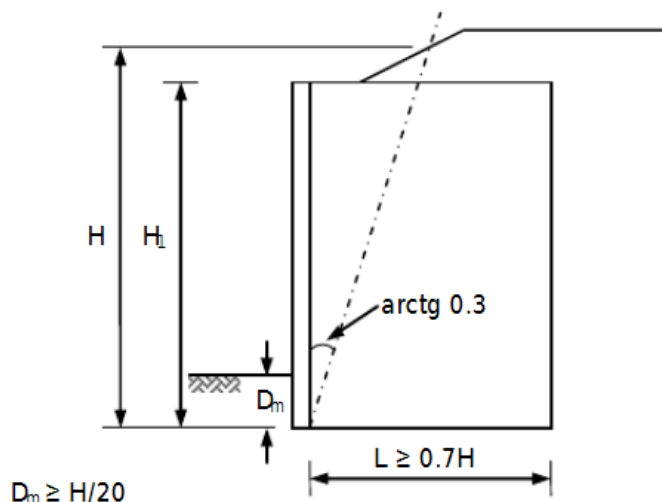
Figura 6 - Seção transversal com dimensões verticais



Fonte: Autor (2017).

O pé da estrutura de solo reforçado deve ser embutido abaixo da superfície do terreno. Ele é indicado principalmente para evitar que ocorram rupturas locais e para favorecer a estabilidade externa do maciço reforçado, principalmente contra o tombamento e deslizamento. Segundo a BS 8006-2 (2011), o valor do embutimento do pé da estrutura (D_m) e o valor estimado para o comprimento do reforço (L) devem respeitar dimensões mínimas, conforme a Figura 7.

Figura 7 - Definição das dimensões mínimas para os muros de solo reforçado



Fonte: BS 8006-2 (2011).

Para calcular as dimensões mínimas, foi necessário, primeiramente, calcular o ângulo de inclinação com a vertical correspondente ao arco tangente de 0,3 ($16,7^\circ$). Em seguida, foi possível obter a interseção com a superfície do talude e mensurar a distância $H = 8,58$ m, que equivale a distância do ponto de intersecção até a base enterrada do muro, constante na Figura 7. Sendo assim, foram adotados valores iniciais de $L = 6,0$ m e $D_m = 1,0$ m. Adotados estes valores, iniciou-se o dimensionamento para verificação da segurança contra fatores que possam interferir na estabilidade da estrutura.

3.2 Dimensionamento da estrutura de solo reforçado

O dimensionamento de estruturas de contenção de solo reforçado consiste em analisar o equilíbrio quanto a fatores internos e externos à estrutura. Quanto aos fatores externos, é verificada a segurança contra o deslizamento, o tombamento, a capacidade de carga da fundação da estrutura, bem como a possibilidade de ruptura global. Quanto aos fatores internos, verificam-se as possibilidades de ruptura e arrancamento dos reforços e a magnitude dos deslocamentos para as situações de fim de construção vida útil da obra.

3.2.1 Estabilidade Externa

A estrutura reforçada foi construída com o mesmo solo local de reaterro e o empuxo atuante na massa reforçada foi calculado conforme as teorias clássicas de

equilíbrio limite. O método consiste em determinar se existe resistência suficiente no maciço para suportar as tensões de cisalhamento que tendem a provocar falhas ou deslizamentos. Como forma de minimizar as possibilidades de ruína da estrutura, são aplicados Fatores de Segurança (FS) no dimensionamento, os quais estão relacionados na Tabela 1.

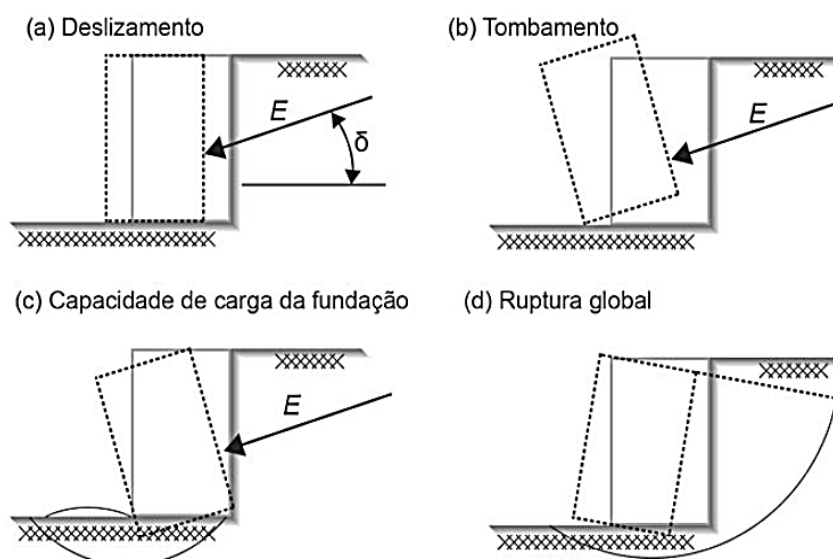
Tabela 1 - Requisitos para estabilidade de muros de contenção

Verificação de segurança	Fator de segurança mínimo
Tombamento	$>2,0$
Deslizamento	$>1,5$
Capacidade de carga da fundação	$>2,0$

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 11682:2009.

Na verificação da estabilidade externa, considerou-se o comportamento do conjunto como similar ao de um muro de gravidade cujos esforços permanentes são manifestados pelo empuxo ativo da massa de solo não reforçada, enquanto o empuxo passivo causado pelo solo de travamento da parcela enterrada do maciço, foi desprezado para efeitos de cálculo, favorecendo a segurança da estrutura. Na Figura 8 estão as condições de estabilidades analisadas.

Figura 8 - Condições de instabilidade externa

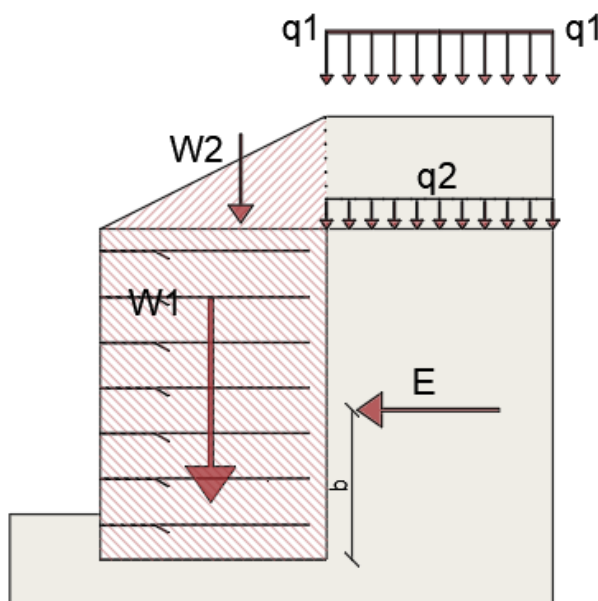


Fonte: Vertematti (2004).

O cálculo de verificação destas condições depende do conhecimento dos esforços atuantes na estrutura. Existem vários métodos publicados para determinação de empuxo, alguns mais complexos e outros que incluem hipóteses simplificadoras, como os métodos de Coulomb e Rankine. Coulomb por exemplo, admite o atrito entre o muro e o terreno não reforçado como equivalente ao ângulo de atrito interno do solo no estado crítico ($\delta = \varphi$). Enquanto Rankine, admite que a zona reforçada não se comporta como bloco rígido e os empuxos são paralelos à superfície do terreno ($\delta = 0$). Contudo, o método de verificação optado para o projeto foi o de Rankine, uma vez que o muro foi reforçado por um elemento de característica flexível.

De forma geral, antes de dar início aos cálculos para garantir a segurança contra as instabilidades citadas, foram determinadas as forças e os respectivos pontos de atuação para os dimensionamento. Na Figura 9 estão as forças consideradas nas verificações de estabilidade externa.

Figura 9 - Forças atuantes nas verificações de estabilidade externa



Fonte: Autor (2017).

Os valores do peso próprio do maciço ($W1$ e $W2$), do empuxo ativo atuante (E), do braço de alavanca do empuxo em relação ao pé da estrutura (b), da sobrecarga distribuída (q) e concentrada (Q) foram determinados por meio de:

$$W = W1 + W2 = (\gamma * H * L * 1) + \left(\frac{\gamma * L * 2,5 * 1}{2} \right) \quad [1]$$

$$E = E_s + E_q = \left(\frac{K_a * \gamma * H^2}{2} \right) + (K_a * q * H * 1) \quad [2]$$

$$b = \frac{b_s * E_s + b_q * E_q}{E} = \frac{H/3 * E_s + H/2 * E_q}{E} \quad [3]$$

A sobrecarga “q₁” é dada pela ação do peso próprio do pavimento (γ_{pav}), da laje de transição (γ_{laje}) e das cargas móveis sobre o pavimento (p). Enquanto “q₂” é o peso próprio da camada de solo além da altura do muro e sob o pavimento. Portanto, as variáveis ficam definidas por:

$$q_1 = \gamma_{pav} * espessura_{pav} + \gamma_{laje} * espessura_{laje} + p \quad [4]$$

$$q_2 = \gamma_{indefor\,mado} * 2,5 \quad [5]$$

E, concentrando o esforço sobre a extensão do muro:

$$Q = (q_1 + q_2) * 1 \quad [6]$$

Pelo projeto de pavimentação da obra, têm-se espessura de 0,08 m para capa asfáltica cujo peso específico é de 24 kN/m² e 0,20 m para laje de transição cujo peso específico do concreto armado é de 25 kN/m². Para ação de cargas móveis uniformemente distribuídas (p) aplicadas sobre o pavimento entre os guarda-corpos, na posição mais desfavorável, sem consideração do coeficiente de impacto vertical, tomou-se p = 5 kN/m², em conformidade com o item 6.1 da ABNT NBR 7188:2013.

Para análise da estabilidade interna, é sugerido, pela FHWA (2010), que o coeficiente de atrito interno, K_a, seja determinado recorrendo a Teoria de Coulomb, assumindo que o ângulo de atrito na interface é nulo e o terrapleno horizontal. No entanto, para o caso de muros com face vertical, cuja inclinação com este eixo seja inferior a 10°, a expressão para cálculo do coeficiente K_a reduz-se a equação 7:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [7]$$

3.2.1.1 Deslizamento

O fator de segurança ao deslizamento FS_d é determinado pela razão entre a força resistente capaz de ser mobilizada na base do muro e a força devido ao empuxo de terra, devendo obedecer uma razão de 1,5 entre estes esforços resistentes (F_r) e atuantes (F_a):

$$FS_d = \frac{F_r}{F_a} \geq 1,5 \quad [8]$$

Onde, a força resistente (F_r) é dada por:

$$F_r = (W) * \tan \varphi \quad [9]$$

E a força atuante (F_a) por:

$$F_a = E \quad [10]$$

Conforme Vertematti (2004), valor de φ depende das condições da base da estrutura; nas aplicações mais convencionais, em que uma camada de geossintéticos é instalada na base do muro, este parâmetro representa o ângulo de atrito de interface entre o geossintéticos e o solo de fundação.

3.2.1.2 Tombamento

A segurança ao tombamento leva em consideração os momentos gerados pelos esforços existentes. O fator de segurança contra o tombamento, portanto, é definido pelo quociente entre os momentos resistentes e os momentos solicitantes, devendo ter razão superior a 2,0.

$$FS_t = \frac{M_r}{M_t} \geq 2,0 \quad [11]$$

Onde, o momento resistente (M_r) é dado por:

$$M_r = W_1 * \left(\frac{L}{2}\right) + W_2 * \left(2 * \frac{L}{3}\right) \quad [12]$$

E o momento atuante por:

$$M_a = E * b \quad [13]$$

3.2.1.3 Capacidade de carga da fundação

Esta verificação deve garantir que o solo em contato com a base do muro não rompa nem tenha deformações excessivas. A distribuição de tensões na base do muro é admitida linear e verifica-se a excentricidade da atuação das forças, devendo atender a equação 15 e garantir que o solo estará apenas sob solicitação de tensões de compressão.

Para atender o Fator de Segurança, a razão entre σ_r e σ_a deve ser maior ou igual a 3,0; e, ao mesmo tempo, a excentricidade dos esforços deve ser inferior à sexta parte do comprimento reforçado para garantir um estado de tensões unicamente de compressão.

$$FS_c = \frac{\sigma_r}{\sigma_a} \geq 3,0 \quad [14]$$

$$e = \frac{E * b}{Rv} \leq \frac{L}{6} \quad [15]$$

O valor de σ_r para capacidade de carga do solo de fundação pode ser estimada pela expressão de Terzagui e Peck (1967) apud Vertematti (2004):

$$\sigma_r = q_{máx} = c' * N_c + q_s * N_q + 0,5 * \gamma_f * B' * N_\gamma \quad [16]$$

Sendo

$$N_q = e^{(\pi * \tan \varphi)} * \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad [17]$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cotan\varphi \quad [18]$$

$$N_\gamma = 1,80 * (N_q - 1) * \tan\varphi \quad [19]$$

O valor de σ_a , considerando a formulação de Meyerhof (1955) apud Verttematti (2004), para a distribuição das tensões normais atuantes na base do muro, tem-se:

$$\sigma_a = \frac{W}{L - 2 * e} \quad [20]$$

3.2.1.4 Estabilidade Global

Gerscovich (2010) afirma que a verificação de um sistema de contenção quanto a sua segurança geral consiste na verificação de um mecanismo de ruptura global do maciço. Neste caso, a estrutura de contenção é considerada como um elemento interno à massa de solo, que potencialmente pode se deslocar como um corpo rígido. Normalmente essa verificação consiste em se garantir um coeficiente de segurança adequado à rotação de uma massa de solo que se desloca ao longo de uma superfície cilíndrica, considerando $FS_{global} \geq 1,5$ para obras permanentes em áreas urbanas (ABNT NBR 11682:2009).

Para o cálculo do fator de segurança, pode ser utilizado qualquer método de cálculo de equilíbrio limite, o qual é comumente empregado para avaliação da estabilidade de taludes. Dentre as possibilidades, optou-se pela utilização de quatro métodos para comparação dos resultados: o método de Fellenius (1927), Bishop Simplificado (1955), Janbu simplificado (1955) e Morgenstern & Price (1965).

Fellenius admite uma superfície de ruptura circular e o fator de segurança é calculado através do equilíbrio de momentos, não levando em consideração as forças tangenciais e normais às paredes das fatias. É um método simples, mas muito conservador e erros apreciáveis podem ocorrer, principalmente, em casos de círculos profundos com poro-pressões elevadas.

Bishop simplificado, da mesma forma que Fellenius, considera a superfície de ruptura com forma circular. Tem como hipótese que a resultante das forças entre as fatias é horizontal e sua solução resulta de um processo iterativo que fornece resultados mais próximos dos métodos mais rigorosos, do que o anterior. Em casos de círculos de ruptura

profundos ou inclinações acentuadas próximas aos pés de talude, ocorrem erros mais significativos.

Janbu simplificado é uma versão do método mais rigoroso generalizado de fatias, desenvolvido por Janbu (1955). O método original é baseado no equilíbrio de forças e de momentos. A versão simplificada, da mesma forma que Bishop simplificado, é baseado em equilíbrio de forças, desprezando as componentes verticais tangenciais as laterais das fatias.

O método de Morgenstern & Price é um dos métodos mais rigoroso e pode ser aplicado em superfícies de ruptura quaisquer. As condições de estabilidade satisfazem simultaneamente todas as condições de equilíbrio de forças e de momentos. A massa potencialmente instável é dividida em fatias infinitesimais e, para ser aplicado, o método necessita do auxílio de um computador para os cálculos.

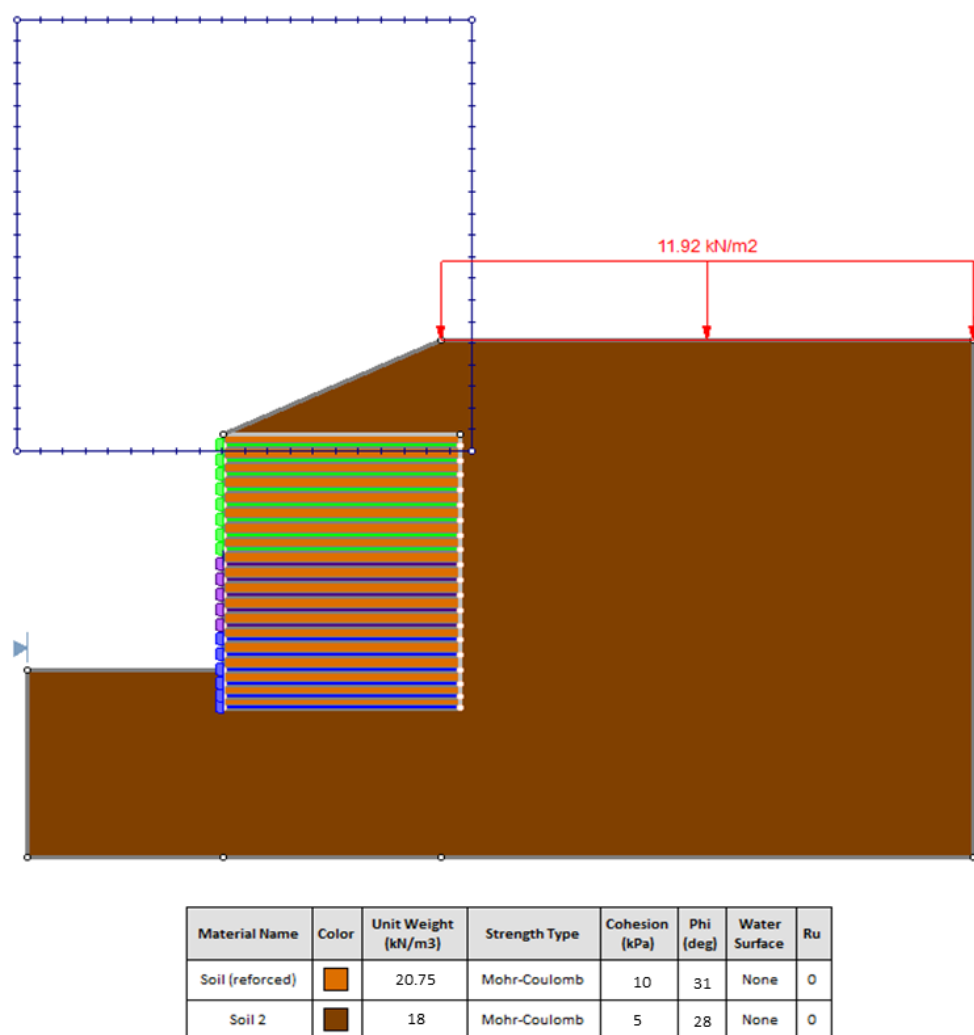
A aplicação dos métodos foi realizada com auxílio do programa computacional de análise geotécnica *Rocscience Slide 7.0*. Desenharam-se os limites do maciço e do muro com seus respectivos solos, descritos como “Soil (reinforced)” para a parcela compactada que compõe o muro reforçado, e “Soil 2” referente ao terreno indeformado que compõe a parcela mais escura do desenho. Ainda, aplicaram-se os geossintéticos com suas resistências nominais para garantir estabilidade do muro. Cada método aplicado, em função do seu nível de simplificação, traz consigo erros de cálculos que devem ser considerados na hora de optar-se pelo resultado mais seguro.

Na Figura 10 estão ilustradas as informações de entrada no programa, incluindo as características geotécnicas dos materiais, a magnitude do carregamento externo considerado e a região de busca por centros da superfície crítica de ruptura.

3.2.2 Estabilidade Interna

Vertematti (2004) trata a análise da estabilidade interna como um aspecto particular no dimensionamento da estrutura em solo reforçado. A ruptura interna pode ocorrer quando as solicitações impostas ao reforço são superiores àquelas que o mesmo pode suportar, ou quando há o 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.

Figura 10 - Configuração do maciço no dimensionamento da estabilidade global



Fonte: Obtido em Rocscience Slide 7.0 (2017).

Ainda conforme Vertematti (2004), a estabilidade interna de uma massa de solo reforçado está diretamente associada ao processo de redistribuição global das tensões e deformações induzidas no maciço pela ação dos reforços. E, com a ocorrência de deformações laterais, as tensões horizontais no solo, decrescem, tendendo a condição ativa de equilíbrio limite, enquanto as tensões nos reforços crescem.

Nas verificações da estabilidade interna é possível trabalhar de duas formas diferentes: primeiro, fixando os espaçamentos verticais (S_v) entre as camadas e para cada uma delas calcular a resistência a tração (R_d) necessária para o reforço; ou, fixando a resistência à tração do reforço e calculando as espessuras entre as camadas. Optou-se neste projeto pela primeira opção, que do ponto de vista executivo, é uma alternativa mais eficiente e menos suscetível a erros do serviço de terraplenagem. Além disso, outro ponto

positivo em manter fixo o espaçamento vertical é tornar mais simples o trabalho de ligação entre o geossintético e os elementos de face, pois grande parte deles já possuem dimensões pré-definidas no mercado, como é o caso de blocos, painéis e pré-moldados, em geral.

De acordo com a norma DNIT 108 (2009), as espessuras das camadas compactadas para corpos de aterro não devem ultrapassar 0,30 m de espessura, e para as camadas finais, 0,20 m. Ainda, tratando-se de um terreno confinado de difícil acesso para grandes máquinas de compactação, viu-se necessidade de camadas menos espessas para garantir adequado grau de compactação. Por fim, foi adotado um espaçamento vertical de 0,40 m equivalente a duas camadas compactadas de 0,20 m cada, com exceção das três camadas iniciais e a última camada, que ficaram com espessura de 0,30 m, garantindo maior resistência à ruptura por tração e segurança contra o arrancamento.

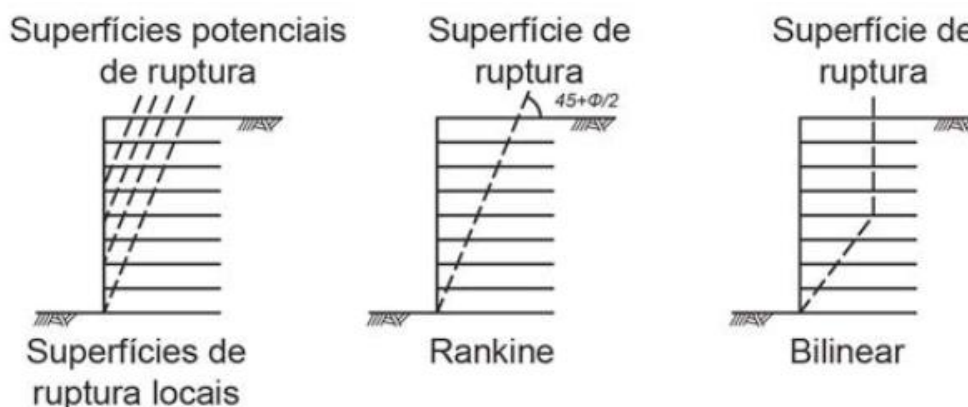
3.2.2.1 Ruptura do reforço por tração

Ao realizar o dimensionamento de uma estrutura de solo reforçado, é imediato considerar que a estrutura final deve ser capaz de resistir aos esforços, aos quais ela está submetida, de modo a não sofrer ruptura. Em meio a essas considerações, a norma britânica BS 8006-2 (2011) apresenta um método para verificação do estado limite último dos reforços de modo a evitar uma ruptura ou colapso da estrutura. É o estado considerado para situações de falha estrutural, sendo atingido quando os efeitos devido às solicitações são iguais ou maiores do que os efeitos resistentes. A opção pela utilização da norma inglesa é comum em projetos de solo reforçado com geossintéticos, uma vez que não há uma norma brasileira que reja o projeto e dimensionamento de estruturas deste tipo.

Avaliando as cunhas de ruptura para os mecanismos da estabilidade interna, identifica-se que haverá a formação de duas zonas delimitadas por uma linha de ruptura que atravessa parte ou todos os reforços: a zona ativa, que representa a massa de solo que está na iminência de escorregar com o rompimento da estrutura, e a zona passiva, que é a massa de solo que permanece junto ao maciço na ocorrência de ruptura, fornecendo resistência ao movimento da zona ativa através do atrito na superfície de ruptura. Para tanto, o comprimento total da geogrelha pode ser dividido em duas parcelas: o comprimento ancorado e o comprimento inserido na zona ativa. A definição destas duas parcelas depende do mecanismo de ruptura adotado e influencia diretamente no cálculo das forças atuantes.

Em alguns métodos como o de Leshchinsky e Perry (1987) apud Sieira (2003), admite-se uma superfície de ruptura que pode ser descrita por uma espiral-logarítmica. No entanto, a maioria dos métodos, inclusive o que foi utilizado neste projeto, admite uma superfície simplificada, como sugerida por Rankine para a condição de ruptura ativa, ou seja, com plano de ruptura com inclinação de $(45^\circ + \phi/2)$ com o plano horizontal, que parte do pé da estrutura ao nível do solo, conforme ilustrado na Figura 11:

Figura 11 - Superfícies potenciais de ruptura



Fonte: Mitchel e Villet (1987)

A solicitação para ruptura global deve ser verificada para cada camada, ou seja, deve-se calcular a força horizontal resultante da parcela de empuxo atuante naquela profundidade. De maneira simplificada, a força de tração que solicita uma camada, no caso da estrutura em solo reforçado sem sobrecargas, é dada por:

$$T = K_a * \gamma * z * S_v \quad [21]$$

e

$$FS = T_p / T \geq 1,5 \quad [22]$$

Para o projeto em questão, foi recomendado pela Maccaferri (2017) a utilização da geogrelha *MacGrid® WG*, que é uma geogrelha tecida produzida a partir de filamentos de poliéster de super alta tenacidade que, com baixos valores de alongamento, mobilizam elevada resistência a tração. São especialmente indicadas para construção de estruturas

de contenção em solo reforçado, reforço de aterro sobre solos moles, reforço de base de pavimentos, entre outras aplicações.

O Anexo B apresenta a especificação técnica da geogrelha *MacGrid® WG_LR*, utilizada no projeto, apresenta valores resistência nominal última (RNu) do material correspondentes aos resultados mínimos obtidos em ensaios de laboratório. A tais valores devem ser aplicados fatores de redução (FR) com objetivos de minorar a resistência nominal dos geossintéticos, de forma a incorporar a perda de resistência por danos mecânicos de instalação, degradação ambiental e deformações por fluência. Por fim, o valor de FR é dado por:

$$FR = FR_{fluência} * FR_{Danos\ instalação} * FR_{Deg.\ ambiental} \quad [23]$$

Logo, a resistência de cálculo do reforço passa a ser:

$$T_p = \frac{RNu}{FR} \quad [24]$$

3.2.2.2 Arrancamento do reforço

Para iniciar os cálculos de verificação da segurança contra arrancamento do reforço, é necessário estabelecer a altura de influência de cada reforço (h_{inf}) e a partir daí determinar as tensões atuantes de cada camada. Esta altura é dada por:

$$h_{inf} = \frac{S_{v,i}}{2} + \frac{S_{v,i+1}}{2} \quad [25]$$

Ou seja, metade do espaçamento vertical da camada superior mais metade do espaçamento vertical da camada inferior; exceto para a primeira camada mais acima, cuja contribuição corresponde à espessura total $S_{v,i}$.

A primeira tensão a ser calculada é a tensão vertical causada pelo montante de camadas que vem se acumulando com o aumento da profundidade z . A fórmula que descreve a tensão vertical atuante para cada nível de reforço na verificação do arrancamento é dada pela soma entre o peso da camada de aterro compactado naquela profundidade e o peso uniformemente distribuído do talude acima do muro:

$$\sigma_{v,i} = \gamma * z * 1 + \frac{W_2}{L} \quad [26]$$

Apesar da força W_2 não atuar de forma uniformemente distribuída, uma vez que seu carregamento é triangular, ela foi assim tomada para simplificação dos cálculos. Entretanto, para se ter certeza de que não haveria prejuízos desta consideração, foi realizada uma breve verificação aplicando-se a teoria da elasticidade para um carregamento linear não uniforme para as duas situações mais críticas (as camadas mais altas de geogrelhas do muro) e obtiveram-se carregamentos inferiores, nos pontos de tensão máxima, comparativamente aos calculados considerando a distribuição uniforme. Por isso, em favor da segurança e pela praticidade dos cálculos optou-se por manter a simplificação adotada.

Após calculada a tensão vertical, é possível determinar as tensões horizontais atuantes no reforço, que serão divididas em duas situações: tensão horizontal superior ($\sigma_{h,s}$) e tensão horizontal inferior ($\sigma_{h,inf}$)

Para a primeira camada $\sigma_{h,s}$ é dado por:

$$\sigma_{h,s,i} = K_a * \left(\gamma * z + \frac{W_2}{L} \right) \quad [27]$$

Para as demais camadas:

$$\sigma_{h,s,i} = \sigma_{h,inf,i-1} \quad [28]$$

Sendo:

$$\sigma_{h,s,i} = K_a * \left(\gamma * \sum h_{inf} + \frac{W_2}{L} \right) \quad [29]$$

A partir destas tensões é possível obter a força horizontal F_h atuante no reforço:

$$F_h = h_{inf} * \left(\frac{\sigma_{h,s,i} + \sigma_{h,inf,i}}{2} \right) \quad [30]$$

No caso de reforço por geossintéticos, a força resistente ao arrancamento é calculada a partir do comprimento de arrancamento da inclusão (L_a), da tensão vertical e ângulo de atrito da interface solo-geotêxtil. O valor de L_a é obtido pela diferença entre o comprimento L adotado e o comprimento interno à superfície de ruptura L_i , sendo L_i obtido a partir da superfície de ruptura, que forma ângulo de $(45^\circ + \varphi/2)$ com a horizontal, como visto na Figura 11. Sendo assim, os comprimentos são calculados por:

$$L_i = (H - z) * \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad [31]$$

$$L_a = L - L_i \quad [32]$$

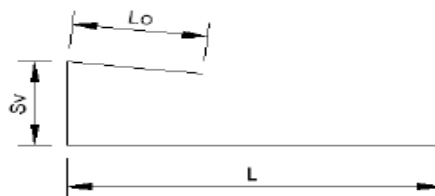
Além do comprimento L , o comprimento total do reforço contém uma parcela para ancoragem na face da estrutura. Segundo Angelo (2004), este comprimento “ L_o ” é calculado conforme a equação 33, cujo $FS_{\min} \geq 1,3$. É importante lembrar, ainda, que o comprimento mínimo recomendado para L_o é 1,0 m.

$$L_o = \frac{S_v * \sigma_h * FS_{\min}}{2 * (adesão + \gamma * z * \tan(\varphi))} \geq 1,0 \quad [33]$$

Conforme a Figura 12, o comprimento total foi calculado, portanto, pelo somatório dos comprimentos do reforço, o comprimento de ancoragem e o espaçamento vertical:

$$L_{total} = L + S_v + L_o \quad [34]$$

Figura 12 - Comprimento total geogrelha



Fonte: autor (2017).

Por fim, a força de arrancamento F_{arr} é obtida por:

$$F_{arr} = 2 * F^* * \alpha * \sigma_{v,i} * L_a \quad [35]$$

Sendo:

$$F^* = f_a * \tan \varphi \quad [36]$$

E o fator de segurança contra o arrancamento FS_{arr} é calculado por:

$$FS_{arr} = \frac{F_{arr}}{F_h} \geq 1,5 \quad [37]$$

3.3 Aspectos econômicos e construtivos

Conforme Vertematti (2004), existem vários tipos de geossintéticos disponíveis para aplicação como reforços em sistemas de contenção, com particular ênfase em geotêxteis e geogrelhas. No entanto, a escolha de determinado tipo de reforço passa pela análise do desempenho econômico e deve atender exigências estruturais ou características específicas do meio. Partindo desta diretriz, fatores como altura do muro, restrição a deformações e severidade do meio acabam sendo determinantes na escolha entre estas opções.

Para o presente projeto, baseado em Vertematti (2004), a geogrelha apresenta algumas vantagens nestes requisitos, podendo citar:

- Quanto maior for o muro, maior as tensões atuantes nos reforços e, de modo geral, geogrelhas são mais favoráveis para resistir a estas tensões, apresentando vantagem econômica para muros com alturas superiores a 4 m.
- Em muros onde as tolerâncias dimensionais são condicionantes ou as deformações após construção são indesejáveis, materiais de poliéster ou poliamidas costumam apresentar vantagens econômicas e construtivas.
- Em ambientes quimicamente adversos, exceto na forte presença de alcalinos, as geogrelhas são menos sensíveis do que os geotêxteis. Além da agressividade química, os danos mecânicos na instalação em casos solos grosseiros e mais angulosos danificam de forma mais intensa os geotêxteis. Estas características se devem ao revestimento de proteção de

PVC que o produto MacGrid possui, sua maior rigidez e a menor superfície de exposição.

3.3.1 Paramento do muro

Para sistemas auto envelopados, o próprio geossintético confina lateralmente o solo entre duas camadas de reforço através da sua dobra e ancoragem no interior do muro, seja ela superior ou inferior. O paramento, entretanto, deve ser pensado como mais um fator estético e de proteção contra danos por vandalismo, por exemplo. Para sua construção existem diversas técnicas, desde paredes de alvenaria até concreto projetado.

Segundo Vertematti (2004) as técnicas de melhor sucesso são aquelas nas quais a parede é construída ligeiramente afastada da estrutura de solo reforçado, o que diminui os efeitos das deformações pós-construção sobre a estética do muro. O quadro anterior é uma adaptação do Manual Brasileiro de Geossintéticos e traz um comparativo entre as técnicas construtivas.

Dentre as técnicas relacionadas na Tabela 2, optou-se pela aplicação de um sistema com blocos segmentais. Esta alternativa, segundo Vertematti (2004), consiste em utilizar elementos pré-fabricados de concreto que servem como fôrma para a compactação das camadas e o próprio paramento definitivo. Em geral, são compostos por blocos leves que podem ser montados manualmente e possuem dispositivos de encaixe entre si, de tal forma que o alinhamento do muro é facilitado durante a construção, ao mesmo tempo em que proporcionam uma ancoragem eficiente dos reforços, também denominados de blocos intertravados.

Tabela 2 - Comparativo entre as técnicas construtivas

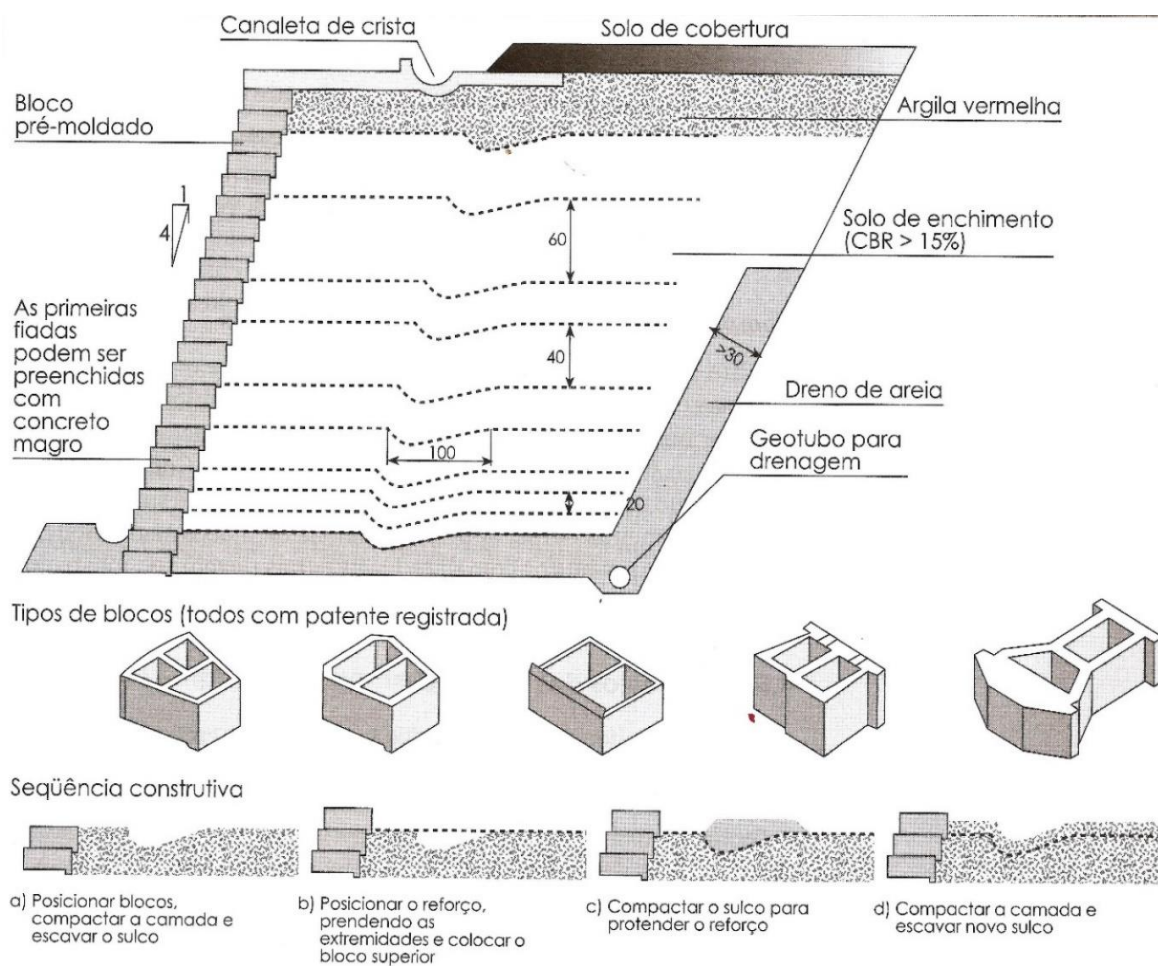
Sistema construtivo	Reforço mais aplicável	Estética	Tolerância a deformações	Controle dimensional	Custos
Auto-envelopado	Geotêxteis	Deficiente	Tolerante	Ruim	Baixo
Auto-envelopado com fôrmas perdidas	Geogrelhas	Deficiente	Tolerante	Regular	Baixo
Blocos Segmentais	Geogrelhas	Boa	Regular	Bom	Regular
Híbridos	Geotêxteis	Regular	Regular	Regular	Regular
Painéis modulares	Geogrelhas ou geobarras	Boa	Pouco tolerante	Muito bom	Elevado
Paredes integrais	Geogrelhas ou geobarras	Boa	Pouco tolerante	Muito bom	Elevado

Fonte: Adaptado de Vertematti (2004).

Na Figura 13 está uma seção transversal de muro com blocos segmentados, bem como a sua sequência construtiva em quatro passos que se repetem ao longo da altura:

1. Posicionar os blocos de acordo com alinhamento do projeto, compactar a camada de solo e escavar um sulco para garantir melhor travamento do comprimento de ancoragem;
2. Posicionar o reforço, prendendo as extremidades e colocar a fiada de blocos superiores;
3. Compactar o sulco para “protender” o reforço;
4. Compactar a próxima camada e escavar o novo sulco.

Figura 13 - Seção transversal típica de muro com sistema de blocos segmentais



Fonte: Vertematti (2004).

3.4 Drenagem

3.4.1 Dimensionamento

Para iniciar um projeto de drenagem é necessário conhecer algumas características hidrológicas básicas da região de trabalho, dentre elas as dimensões da bacia de contribuição, o tempo de duração das chuvas e a declividade do trecho percorrido.

Também conhecida como bacia de drenagem, a bacia hidrográfica pode ser pensada como um sistema que transforma chuva em vazão. A transformação envolve modificações no volume total da água, já que parte da chuva infiltra no solo e pode retornar à atmosfera por evapotranspiração, e modificações no tempo de ocorrência, já que existe um atraso na ocorrência da vazão em relação ao tempo de ocorrência da chuva.

A resposta de uma bacia a um evento de chuva depende das características físicas da bacia e das características do evento, como a duração e a intensidade da chuva. Para simplificar a análise e os cálculos, é comum admitir-se que existe uma relação linear entre a chuva efetiva e a vazão, lembrando que a chuva efetiva é a parcela da chuva que gera escoamento superficial. Para tanto, a teoria do Hidrograma Unitário (HU) vem como a solução para este tipo de concepção. Conhecido como Hidrograma direto, o HU considera que a precipitação efetiva e unitária tem intensidade constante ao longo de sua direção preferencial e se distribui uniformemente sobre a área de drenagem.

Segundo Vertematti (2004), a vazão de contribuição unitária de projeto (qd) pode ser determinada a partir da permeabilidade do solo, do gradiente hidráulico atuante sobre os drenos e da adoção de um fator de segurança (FS dreno). O cálculo de qd utiliza as leis de Darcy e da continuidade, ou outros métodos clássicos de dimensionamento disponíveis na literatura. O método aplicado neste dimensionamento para determinação da vazão foi o método racional.

O método racional, introduzido em 1889, é considerado o mais simples dentre todos os modelos hidrológicos que promovem a transformação de uma chuva em escoamento superficial. É largamente utilizado no Brasil, Estados Unidos e muitos outros países. A aplicação do método, todavia, deve ser restrita a pequenas bacias hidrográficas, ou simplesmente, pequenas superfícies de drenagem.

Alguns dos pressupostos adotados para aplicação deste método são:

- Precipitação uniforme sobre toda a bacia e para o tempo de duração da chuva;

- O coeficiente de escoamento superficial é constante;
- A vazão máxima ocorre quando toda a bacia está contribuindo.

O método racional utiliza uma equação simples que exprime um estado permanente da transformação da chuva em vazão. Tal situação somente ocorre quando a chuva de intensidade constante e duração igual ou superior ao tempo de concentração da bacia cobre toda a área de drenagem. Assim, se ocorre uma chuva intensa uniforme i , com duração $t_d \geq t_c$, a vazão resultante, de acordo com o método racional, é dada por:

$$Q = 0,0028 * C * i * A \quad [38]$$

Nas aplicações práticas, a intensidade da precipitação é obtida das curvas ou equações de intensidade-duração-frequência (IDF), válidas para a região em estudo. Estas equações, expressam-se normalmente por meio de modelos da forma:

$$i = \frac{k * TR^m}{(C + t_d)^n} \quad [39]$$

Os valores dos coeficientes (k , m , c , n) determinados para região de Uberlândia, segundo Pereira (2017), resultam na seguinte formulação:

$$i = \frac{1738,2 * TR^{0,159}}{(14 + t_d)^{0,825}} \quad [40]$$

Na equação 40, a duração da chuva (t_d) deve corresponder à duração da chuva crítica de projeto que, no caso, foi tomada igual ao tempo de concentração (t_c). Segundo Tomaz (2002), tempo de concentração relativo a uma seção transversal do curso d'água, é o intervalo de tempo, contado a partir do início da precipitação, necessário para que toda a bacia correspondente passe a contribuir com a vazão na seção considerada. Refere-se, pois, à soma do tempo de encharcamento da camada superficial do solo com o tempo que a partícula da água de chuva que cai no ponto mais distante da seção considerada leva para, escoando superficialmente, atingir esta seção.

A obtenção do tempo de concentração é, portanto, de extrema importância para a drenagem, no entanto, é difícil precisar o cálculo exato do valor de t_c , pois existem várias

formulações empíricas e cada hidrologista pode encontrar valores distintos. Entretanto, no caso do projeto optou-se por utilizar o método de Kirpich proposto em 1940, o qual vale para bacias de até 50 hectares (ha) e para terrenos com declividade de até 10%.

Segundo Akan (1993) apud Tomaz (2002), a fórmula de Kirpich é muito usada na aplicação do Método Racional, principalmente na chamada fórmula de Kirpich do estado americano Tennessee. Ainda, conforme o autor, o tempo de concentração da fórmula de Kirpich deve ser multiplicado por 0,4 quando o escoamento na bacia está sobre asfalto ou concreto e deve ser multiplicado por 0,2 quando o canal é de concreto revestido. Sendo assim, o tempo de concentração resulta em:

$$t_c = 0,4 * \left(0,019 * \frac{Lt^{0,77}}{S^{0,385}} \right) \quad [41]$$

3.4.2 Materiais utilizados

Para o projeto elaborado, foram utilizados geocompostos drenantes associados a tubos-dreno sintéticos (geotubos). A empresa Maccaferri recomendou o modelo “MacDrain 2L 20.2” que é um GC para drenagem leve e flexível, cujo núcleo drenante é formado por uma geometria tridimensional, fabricada com filamentos de polipropileno e termo-solda entre dois geotêxteis não tecidos de poliéster em todos os pontos de contato. Sua versatilidade permite aplicação em diversos solos, de modo que atue na captação, filtração e condução da água que percola pelo solo até o tubo de escoamento. A Figura 14 ilustra o geocomposto para drenagem utilizado.

Figura 14 - Geocomposto para drenagem



Fonte: Maccaferri (2017)

A empresa recomendou também a utilização do modelo “MacPipe H” que é um tubo perfurado de alta capacidade drenante, flexível, produzido em PEAD (polietileno de alta densidade) destinado a captação e condução de águas drenadas do solo. A Figura 15 ilustra o material utilizado.

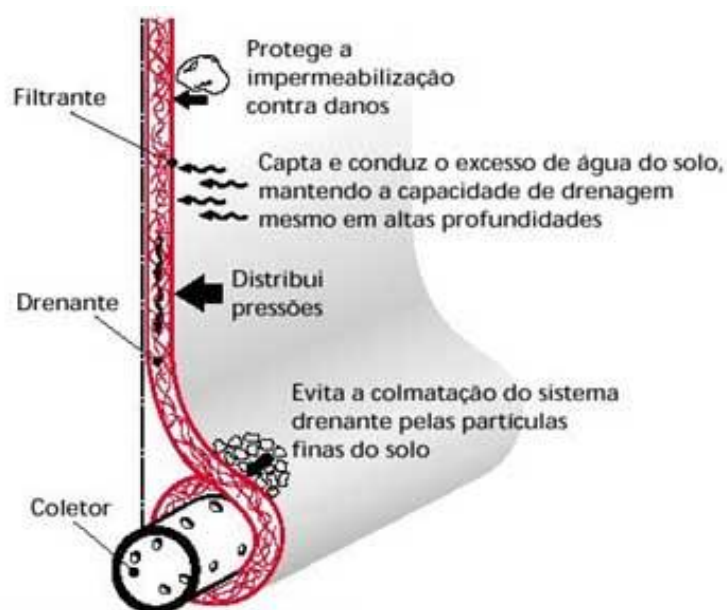
Figura 15 - Geotubo para drenagem



Fonte: Maccaferri (2014)

Os geocompostos drenantes foram projetados para aplicação vertical na interface do solo reforçado com o não-reforçado e na base da estrutura, drenando a água e encaminhando-a para o tubo-dreno profundo que irá conduzir a água até o local de desemboque. A Figura 16 ilustra a disposição e interação entre os materiais utilizados, bem como suas funções desempenhadas.

Figura 16 - Geocomposto e Geotubo drenantes



Fonte: Inova Civil (2017).

Seguindo recomendações de Maccaferri (2017), deve-se evitar a utilização de solos argilosos em contato direto com os geotêxteis componentes da solução, visto que as partículas finas características deste tipo de solo podem colmatar esses geossintéticos, impedindo-os de realizar um adequado trabalho de filtração e comprometendo a drenagem. Ainda, o solo a ser colocado em contato com o geocomposto drenante, deverá obrigatoriamente possuir permeabilidade suficiente para que a água possa percolar livremente. Por isso, ficou definida a utilização de areia grossa como material a ser disposto no entorno do geocomposto drenante.

Com relação a drenagem superficial do talude sobre o muro reforçado, não foram dimensionados dispositivos drenantes devido ao tipo de solo utilizado, uma vez que solos com características argilosas possuem baixa capacidade de infiltração. Na face do talude, foi previsto um revestimento vegetal que, apesar de aumentar um pouco a infiltração das águas pluviais irá minimizar a possibilidade de erosão do solo. Além disso, trata-se de uma opção interessante do ponto de vista econômico e estético.

4 RESULTADOS

Os cálculos de estabilidade externa e interna foram realizados com auxílio do software Microsoft Office Excel 2016.

A Tabela 3 reúne os valores de pesos, sobrecargas, empuxos, parâmetros do solo compactado (reforçado) e indeformado, além de informações sobre a geometria da zona reforçada. Todas estas variáveis foram consideradas na verificação da estabilidade externa da estrutura, que teve como ponto de partida, o comprimento de reforço de 6,0 m definido no pré-dimensionamento.

Definidas as variáveis, iniciou-se a verificação da estabilidade externa na sequência: segurança contra o tombamento, contra o deslizamento e por último a capacidade de carga da fundação. Os resultados são apresentados nas Tabelas 4, 5 e 6, nas quais é possível notar que todos os fatores de segurança mínimos da Tabela 1 foram atendidos.

No caso da estabilidade global, o dimensionamento foi feito através do Software Slide 7.0 da Rocscience. Primeiramente foi verificada estabilidade do solo sem a utilização de reforços, como se vê na Figura 17. O menor fator de segurança obtido foi de 0,585 pelo Método Bishop simplificado, que está muito aquém do requerido pela ABNT NBR 11682:2009.

Tabela 3 - Parâmetros para dimensionamento da estabilidade

Coefficientes	Valores	Unidade	Coefficientes	Valores	Unidade
W1	908,85	KN	γ	20,75	KN/m ³
W2	155,63	KN	H	7,30	m
W	1064,48	KN	L	6,00	m
q1	11,92	Kpa	Rv	1064,48	Kpa
q2	45,00	Kpa	φ indeformado	28,00	°
e	0,81	m	φ	31,00	°
Es	153,52	Kpa	Ka indeformado	0,36	adimensional
Eq	133,01	Kpa	Ka compactado	0,32	adimensional
E	286,53	Kpa	$\tan \varphi$ indeformado	0,53	adimensional
bs	2,43	m	$\tan \varphi$	0,60	adimensional
bq	3,65	m	coesão indeformado	5,00	KPa
b	3,00	m	coesão compactado	10,00	KPa
Yindeformado	18,00	KN/m ³			

Fonte: Autor (2017).

Tabela 4 - Verificação contra o tombamento

Momento Resistente (Mr)	3349,05	kN.m
Momento Atuante (Ma)	859,04	kN.m
Fator Segurança ao Tombamento (FSt)	3,90	adimensional

Fonte: Autor (2017)

Tabela 5 - Verificação contra o deslizamento

Força Resistente (Fr)	565,99	kN
Força Atuante (Fa)	286,53	kN
Fator Segurança ao Deslizamento (FSd)	1,98	adimensional

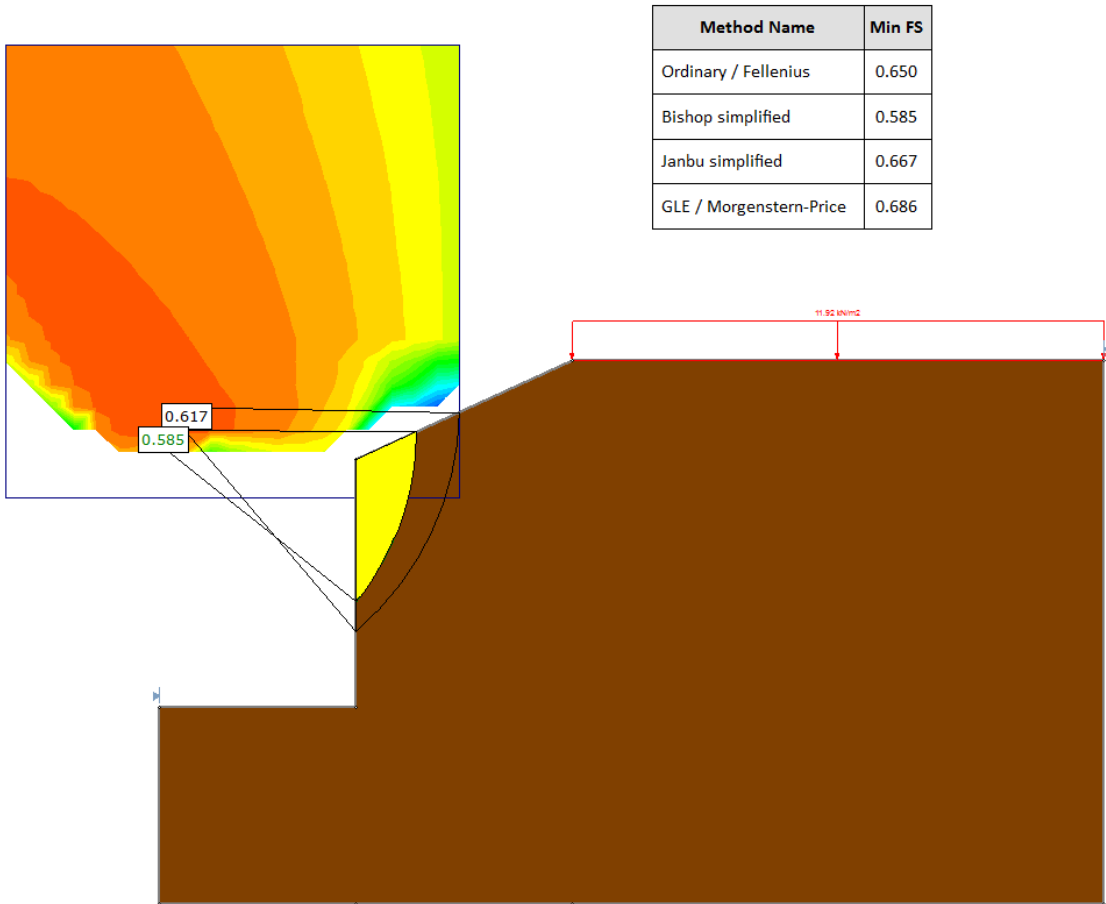
Fonte: Autor (2017)

Tabela 6 - Verificação da capacidade de carga da fundação

Excentricidade (e)	0,81	m
Nq	14,72	adimensional
Nc	25,80	adimensional
NY	13,13	adimensional
$\sigma_r = q_{m\acute{a}x}$	912,30	kN/m ²
σ_a	242,70	kN/m ²
Fator de segurança cap.carga (FSc)	3,76	adimensional

Fonte: Autor (2017)

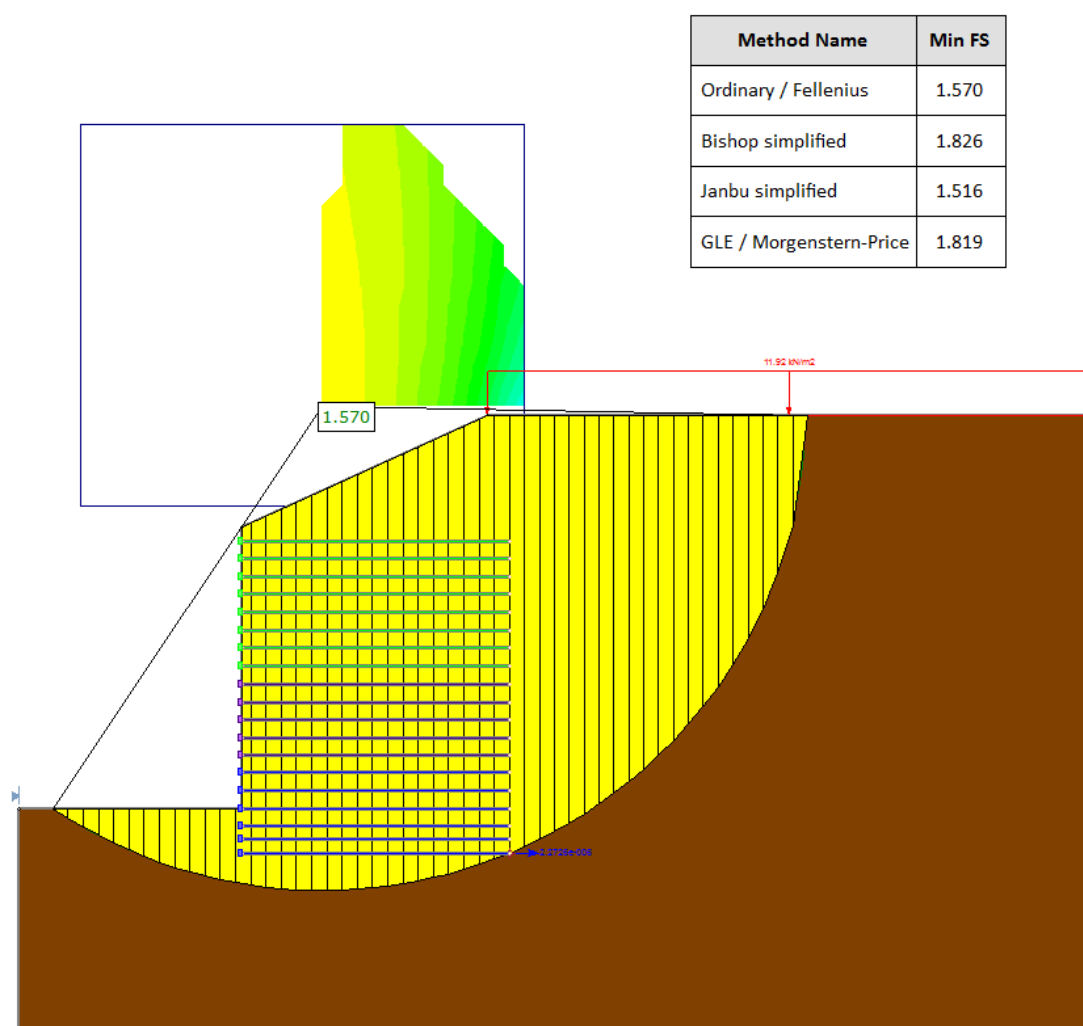
Figura 17 – Estabilidade global do solo sem reforço



Fonte: Obtido em Rocscience Slide 7.0 (2017)

Na verificação de estabilidade global considerando a zona de solo reforçado, a superfície de ruptura foi induzida a passar externamente à zona de solo reforçado, uma vez que a estabilidade interna foi verificada de acordo com o item 3.2.2. O resultado da análise de estabilidade à ruptura global está ilustrado na Figura 18, onde se nota que para os métodos de estabilidade testados, obtiveram-se fatores de segurança satisfatórios, todos iguais ou maiores que 1,5.

Figura 18 – Estabilidade global com solo reforçado



Fonte: Obtido em Rocscience Slide 7.0 (2017)

Para a estabilidade interna, foram dimensionados os estados limites últimos contra a ruptura do reforço à tração e o arrancamento do mesmo, cujos fatores de segurança mínimos são 1,5 para ambos os casos.

Primeiramente, os reforços pré-selecionados (MacGrid WG60, WG90, WG120) tiveram minorada sua resistência nominal, a fim de se obter a resistência de projeto T_p de cada um, como apresentado na Tabela 7.

Tabela 7 - Resistência de projeto dos reforços

	WG60	WG90	WG120
RNu	60,00	90,00	120,00
Fr fluência	2,40	2,40	2,40
Fr d.i	1,75	1,75	1,75
Fr d.a	1,05	1,05	1,05
FR	4,41	4,41	4,41
T_p	13,61	20,41	27,21

Fonte: Autor (2017)

A resistência foi então comparada com a tensão atuante sobre cada reforço para determinar o fator de segurança contra a ruptura por tração. Cabe mencionar que, adotados os espaçamentos verticais de 0,4 m e 0,3 m, a geogrelha de cada camada foi selecionada dentre as opções WG60, WG90 e WG120 em função do fator de segurança. A Tabela 8 indica o espaçamento entre camadas sucessivas de reforço, a profundidade (z) de cada reforço, a resistência de projeto R_d , a geogrelha selecionada e o fator de segurança contra a ruptura por tração. Para profundidade a partir de 6,3 m, ou seja, as últimas três camadas de solo enterradas, não foram verificadas, pois a superfície de ruptura se inicia ao nível do terreno e isso implica que as parcelas enterradas não possuem estado crítico de ruptura à tração.

O passo seguinte no dimensionamento da estabilidade interna foi a verificação da segurança contra o arrancamento do elemento de reforço. A Tabela 9 traz os resultados obtidos, atendendo às especificações mínimas para o fator de segurança. Inclusive, para o valor do comprimento de ancoragem L_o foi necessário fazer uma correção (L_o corrig), uma vez que, segundo Angelo (2004), o mínimo comprimento a ser adotado é de 1,0 m.

Após dimensionado do solo reforçado, iniciou-se o pré-dimensionamento do projeto de drenagem aplicando-se a tecnologia de geocomposto drenante e geotubo, conforme já citado. Num primeiro momento, foi medido a área de contribuição da bacia local, o comprimento do maior fluxo linear de água pluvial e o desnível entre os pontos

extremos através das curvas de nível. Essas medidas se encontram na Tabela 10, bem como o tempo de retorno adotado de 50 anos.

Tabela 8 - Verificação contra a ruptura do reforço a tração

Ruptura do reforço (FS >1,5)					
Sv	z	Rd	FS	> 1,5	
Sv = 0,4 m	0,3	0,90	15,17	ok	WG 60
	0,7	1,86	7,32	ok	
	1,1	2,92	4,66	ok	
	1,5	3,99	3,41	ok	
	1,9	5,05	2,70	ok	
	2,3	6,11	2,23	ok	
	2,7	7,17	1,90	ok	
	3,1	8,24	1,65	ok	
	3,5	9,30	2,19	ok	WG 90
	3,9	10,36	1,97	ok	
	4,3	11,42	1,79	ok	
	4,7	12,49	1,63	ok	
	5,1	13,55	1,51	ok	
	5,5	14,61	1,86	ok	WG 120
	5,9	15,68	1,74	ok	
	6,3	16,74	1,63	ok	

Fonte: Autor (2017)

Com os coeficientes da Tabela 10, aplicou-se a equação 41 e obteve-se tempo de concentração de Kirpich = 3,84 min. A partir deste valor, aplicou-se a equação 40 para cálculo da intensidade-duração-frequência (IDF) das chuvas de Uberlândia, obtendo-se $i = 300,51$ mm/h. Por fim, com os parâmetros calculados, aplicou-se a equação 38 referente ao Método Racional, com coeficiente de *runoff* igual a 0,95 que é o valor crítico recomendado pela ASCE (1969) para pavimento asfáltico, resultando na vazão apresentada na Tabela 11.

Para o valor encontrado de Qlinear, de acordo com o Anexo D e pela restrição da norma DNIT 093/2006, a tubulação MacPipe H adotada é de especificação 100/130.

Tabela 9 - Verificação contra arrancamento do reforço

S_v	Z	h_{inf}	Σh_{inf}	$\sigma_{v,i}$	$\sigma_{h,s,i}$	$\sigma_{h,inf,i}$	F_h	L_i	L_a	L_o	$L_{0,corrig}$	L_{total}	F_{arr}	FS_{arr}
0,3	0,3	0,5	0,5	32,16	10,30	11,62	5,48	3,39	2,61	0,22	1,00	7,30	48,34	8,82
0,4	0,7	0,4	0,9	40,46	11,62	14,28	5,18	3,17	2,83	0,28	1,00	7,40	66,09	12,76
0,4	1,1	0,4	1,3	48,76	14,28	16,94	6,24	2,94	3,06	0,26	1,00	7,40	86,01	13,78
0,4	1,5	0,4	1,7	57,06	16,94	19,59	7,31	2,72	3,28	0,25	1,00	7,40	108,10	14,80
0,4	1,9	0,4	2,1	65,36	19,59	22,25	8,37	2,49	3,51	0,25	1,00	7,40	132,36	15,82
0,4	2,3	0,4	2,5	73,66	22,25	24,91	9,43	2,26	3,74	0,24	1,00	7,40	158,78	16,84
0,4	2,7	0,4	2,9	81,96	24,91	27,56	10,49	2,04	3,96	0,24	1,00	7,40	187,37	17,85
0,4	3,1	0,4	3,3	90,26	27,56	30,22	11,56	1,81	4,19	0,24	1,00	7,40	218,13	18,87
0,4	3,5	0,4	3,7	98,56	30,22	32,88	12,62	1,58	4,42	0,24	1,00	7,40	251,06	19,89
0,4	3,9	0,4	4,1	106,86	32,88	35,53	13,68	1,36	4,64	0,23	1,00	7,40	286,15	20,91
0,4	4,3	0,4	4,5	115,16	35,53	38,19	14,75	1,13	4,87	0,23	1,00	7,40	323,41	21,93
0,4	4,7	0,4	4,9	123,46	38,19	40,85	15,81	0,91	5,09	0,23	1,00	7,40	362,83	22,95
0,4	5,1	0,4	5,3	131,76	40,85	43,51	16,87	0,68	5,32	0,23	1,00	7,40	404,42	23,97
0,4	5,5	0,4	5,7	140,06	43,51	46,16	17,93	0,45	5,55	0,23	1,00	7,40	448,18	24,99
0,4	5,9	0,4	6,1	148,36	46,16	48,82	19,00	0,23	5,77	0,23	1,00	7,40	494,11	26,01
0,4	6,3	0,2	6,3	156,66	48,82	50,15	9,90	0,00	6,00	0,23	1,00	7,40	542,20	54,79

Fonte: Autor (2017).

Tabela 10 - Coeficientes referentes à bacia local

Coeficientes	Valores	Unidade
Lt	508,43	m
A	14.523,58	m ²
H	12,50	m
I	2,46	%
Tr	50,00	anos

Fonte: Autor (2017).

Tabela 11 - Vazão pelo Método Racional

Método racional		
C	0,95	-
I	300,51	mm/h
A	1,45	ha
Q	1,16	m ³ /s
Qlinear	2.283,38	cm ³ /s*m

Fonte: Autor (2017).

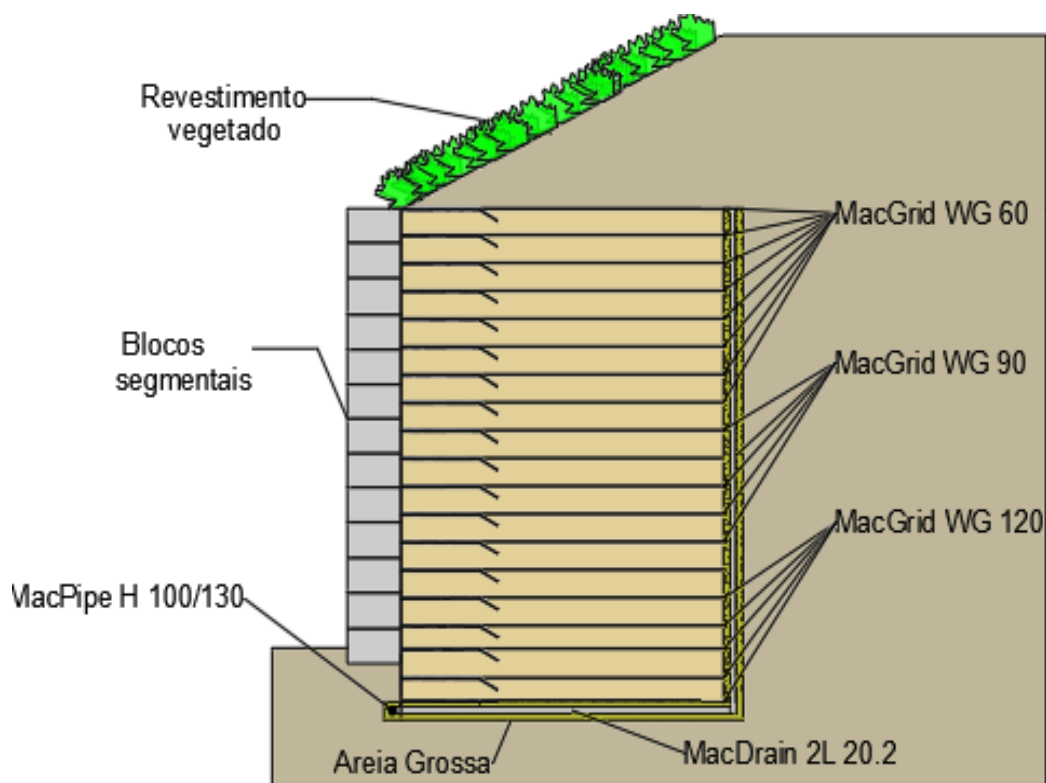
5 CONFIGURAÇÃO FINAL

Para este projeto serão utilizados 114 m² de geogrelha tecida para cada metro lateral de estrutura e cuja distribuição é feita em 19 camadas, sendo: 6 camadas de WG 120, 5 camadas de WG 90 e 8 camadas de WG 60.

Quanto a drenagem, o geocomposto irá receber um revestimento em areia grossa de espessura de 5 cm em cada lado, de forma a prevenir possíveis situações de colmatção do núcleo drenante. Para o talude, o revestimento será feito em grama do tipo esmeralda, que é uma espécie resistente, bonita e que protege mais o solo da exposição por possuir raízes pouco espaçadas.

A configuração final do reforço de solo dimensionado através da técnica de envelopamento, pode ser observada na Figura 19.

Figura 19 - Configuração final do muro



Fonte: Autor (2017).

6 CONCLUSÃO

A diversidade de materiais e técnicas construtivas atualmente disponíveis para estabilização de maciços de solo, exigiu um amplo conhecimento do assunto para escolha do melhor método de reforço que satisfizesse as condições de segurança. Alguns dos fatores ponderados na escolha de geogrelhas para reforço do solo foram a matéria-prima e as características mecânicas dos elementos de reforço, principalmente no que se refere à interação solo-reforço.

Neste ponto do trabalho, ficou claro que os geossintéticos possuem vantagens significativas quando comparados a outras formas de contenção de muros de arrimo, principalmente para o caso estudado, cujo tipo de solo e configurações geométricas se mostram apropriadas a esse tipo de aplicação.

Das análises realizadas sobre as condições de estabilidade externa, nota-se as dimensões mínimas adotadas para comprimento do reforço e embutimento, a estrutura atendeu a todas as verificações de segurança. No caso da estabilidade global, após o dimensionamento realizado com auxílio do software geotécnico, foi possível observar a

variação de resultados entre os métodos de estabilidade usados. Alguns são mais conservadores do que outros em função do nível de simplificação, podendo levar a maiores imprecisões de cálculo e com isso, tornar-se antieconômico.

Para a estabilidade interna, notou-se que a ruptura fica mais crítica nas proximidades da base do muro, uma vez que a tensão atuante é maior naquela região. Entretanto, para a verificação contra o arrancamento, percebeu-se que a condição menos favorável acontece nas menores profundidades, sendo os elementos de topo os mais suscetíveis a sofrer arrancamento.

Por fim, é importante a contínua pesquisa e avaliação das situações reais de ruptura e estabilidade, para aprimorar cada vez mais os métodos utilizados, garantindo maiores precisões de dimensionamento. E, ainda, um dimensionamento baseado nas recomendações mínimas de norma, pode ser eficiente para verificação da segurança.

7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir das análises geradas nesse trabalho, foi possível constatar que há margem para que mais pesquisas sejam desenvolvidas sobre o comportamento desse muro. Para isso, sugere-se considerar a influência da sucção do solo no projeto do muro de arrimo, ou ainda, o efeito que a compactação tem nos resultados, uma vez que a compactação induz ondas vibratórias que disseminam energia e movimentam as partículas do solo. Além disso, sugere-se verificar as deformações na estrutura em condições de serviço, conforme recomenda a norma BSI (2011), ou seja, verificar se as deformações devido à fluência do reforço flexível atendem as especificações do estado limite de serviço (ELS).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOSSINTÉTICOS – IGS BRASIL. **Os geossintéticos**. Disponível em: <<http://igsbrasil.org.br/os-geossinteticos>>. Acesso em: 03 jul. 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR 12553**: Geossintéticos – Terminologia. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 9286**: Terra Armada. Rio de Janeiro, 1986.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 8006-2**: Code of practice for strengthened/reinforced soils. Soil nail design. 2011. Disponível em: <<http://www.standardsuk.com/>>. Acesso em: 30 nov. 2017.

DANTAS, B. T. **Análise do comportamento de estruturas de solo reforçado sob condições de trabalho**. 2004. 209 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2004. Disponível em: <http://www.coc.ufrj.br/index.php?option=com_docman&task=doc_download&gid=782&Itemid=>>. Acesso em: 13 set. 2017.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 108–ES – Terraplenagem – Aterros – Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR, 2009.

FABRÍCIO, J. V. F. **Análises Probabilísticas de Estabilidade de Taludes e Contenções**, 2006, 170 f. Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2006.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes** - Volume I, 2010, US Department of Transportation, Washington D.C. Disponível em: <<https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/nhi10024/nhi10024.pdf>>. Acesso em: 23 nov. 2017.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de Contenção: Muros de Arrimo**. Rio de Janeiro: UERJ, 2010. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>>. Acesso em: 01 out. 2017.

PERBONI, J. P. **Análises de estabilidade e de compressibilidade de aterros sobre solos moles – caso dos aterros de encontro da ponte sobre o Rio dos Peixes (BR381)**. 2003. 140 p. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas, Departamento de Engenharia Civil, Ouro Preto, 2003. Disponível em: <http://repositorio.ufop.br/bitstream/123456789/6429/1/DISSERTA%C3%87%C3%83O_An%C3%A1liseEstabilidadeCompressibilidade.pdf>. Acesso em 02 de nov. 2017.

MACCAFERRI. **Case History:** Construction of new airport at Pakyong, Sikkim, India. 2014. Disponível em: <<https://www.maccaferri.com/in/download/ch-rwsr-construction-new-airport-pakyongsikkim/?wpdmdl=4862>>. Acesso em: 01 out. 2017.

MACCAFERRI. **Case History:** Passagem inferior do KM 15+100 BR – 101 Sul. 2013. Disponível em: <<https://www.maccaferri.com/br/download/ch-rwsr-br-passagem-de-km-15100-br-101-pt-sep13/?wpdmdl=7445>>. Acesso em: 11 set. 2017.

MacGrid® WG. Disponível em: <<https://www.maccaferri.com/br/produtos/geogrelhas-macgrid/macgrid-wg/>>. Acesso em: 13 out. 2017.

SIEIRA, A. C. C. F. **Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha**, 2003, 363 f. Tese de Doutorado – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2003.

SOARES, F. L. Muros de Gravidade e Flexão, 12 p. Notas de Aula. Disponível em: <<https://goo.gl/4SazWZ>>. Acesso em: 01 out. 2017.

Soluções de engenharia civil e geotécnica. Disponível em: <<https://www.maccaferri.com/br/>>. Acesso em: 13 set. 2017.

SIEIRA, A. C. C. F. **Estudo experimental dos mecanismos de interação solo-geogrelha**. 2003. 363 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Pontifícia Universidade Católica, Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2003. Disponível em: <https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/4295/4295_3.PDF>. Acesso em: 16 jul. 2017.

TOMAZ, P. **Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais**. 1ª Edição. Guarulhos: Navegar, 2002. 452 p.

VERTEMATTI, J. C. (Coord.) **Manual brasileiro de geossintéticos**. São Paulo: Edgard Blücher, 2004. 428 p.

FOLHA DE ASSINATURAS

Orientadora: Prof^ª. Dr^ª. Giovana Bizão Georgetti

Aluno: Yslas Cardoso Alves

Uberlândia, 08 de dezembro de 2017.