



As Engenharias frente a Sociedade, a Economia e o Meio Ambiente 2

**Henrique Ajuz Holzmann
(Organizador)**

Atena
Editora
Ano 2019

Henrique Ajuz Holzmann
(Organizador)

As Engenharias frente a Sociedade, a
Economia e o Meio Ambiente 2

Atena Editora
2019

2019 by Atena Editora
Copyright © Atena Editora
Copyright do Texto © 2019 Os Autores
Copyright da Edição © 2019 Atena Editora
Editora Executiva: Prof^a Dr^a Antonella Carvalho de Oliveira
Diagramação: Natália Sandrini
Edição de Arte: Lorena Prestes
Revisão: Os Autores

O conteúdo dos artigos e seus dados em sua forma, correção e confiabilidade são de responsabilidade exclusiva dos autores. Permitido o download da obra e o compartilhamento desde que sejam atribuídos créditos aos autores, mas sem a possibilidade de alterá-la de nenhuma forma ou utilizá-la para fins comerciais.

Conselho Editorial

Ciências Humanas e Sociais Aplicadas

Prof. Dr. Álvaro Augusto de Borba Barreto – Universidade Federal de Pelotas
Prof. Dr. Antonio Carlos Frasson – Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Prof. Dr. Antonio Isidro-Filho – Universidade de Brasília
Prof. Dr. Constantino Ribeiro de Oliveira Junior – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Prof^a Dr^a Cristina Gaio – Universidade de Lisboa
Prof. Dr. Deyvison de Lima Oliveira – Universidade Federal de Rondônia
Prof. Dr. Gilmei Fleck – Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Prof^a Dr^a Ivone Goulart Lopes – Istituto Internazionele delle Figlie de Maria Ausiliatrice
Prof. Dr. Julio Candido de Meirelles Junior – Universidade Federal Fluminense
Prof^a Dr^a Lina Maria Gonçalves – Universidade Federal do Tocantins
Prof^a Dr^a Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte
Prof^a Dr^a Paola Andressa Scortegagna – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Prof. Dr. Urandi João Rodrigues Junior – Universidade Federal do Oeste do Pará
Prof^a Dr^a Vanessa Bordin Viera – Universidade Federal de Campina Grande
Prof. Dr. Willian Douglas Guilherme – Universidade Federal do Tocantins

Ciências Agrárias e Multidisciplinar

Prof. Dr. Alan Mario Zuffo – Universidade Federal de Mato Grosso do Sul
Prof. Dr. Alexandre Igor Azevedo Pereira – Instituto Federal Goiano
Prof^a Dr^a Daiane Garabeli Trojan – Universidade Norte do Paraná
Prof. Dr. Darllan Collins da Cunha e Silva – Universidade Estadual Paulista
Prof. Dr. Fábio Steiner – Universidade Estadual de Mato Grosso do Sul
Prof^a Dr^a Girlene Santos de Souza – Universidade Federal do Recôncavo da Bahia
Prof. Dr. Jorge González Aguilera – Universidade Federal de Mato Grosso do Sul
Prof. Dr. Ronilson Freitas de Souza – Universidade do Estado do Pará
Prof. Dr. Valdemar Antonio Paffaro Junior – Universidade Federal de Alfenas

Ciências Biológicas e da Saúde

Prof. Dr. Benedito Rodrigues da Silva Neto – Universidade Federal de Goiás
Prof.^a Dr.^a Elane Schwinden Prudêncio – Universidade Federal de Santa Catarina
Prof. Dr. Gianfábio Pimentel Franco – Universidade Federal de Santa Maria
Prof. Dr. José Max Barbosa de Oliveira Junior – Universidade Federal do Oeste do Pará

Profª Drª Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte
Profª Drª Raissa Rachel Salustriano da Silva Matos – Universidade Federal do Maranhão
Profª Drª Vanessa Lima Gonçalves – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Profª Drª Vanessa Bordin Viera – Universidade Federal de Campina Grande

Ciências Exatas e da Terra e Engenharias

Prof. Dr. Adélio Alcino Sampaio Castro Machado – Universidade do Porto
Prof. Dr. Eloi Rufato Junior – Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Prof. Dr. Fabrício Menezes Ramos – Instituto Federal do Pará
Profª Drª Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte
Prof. Dr. Takeshy Tachizawa – Faculdade de Campo Limpo Paulista

Conselho Técnico Científico

Prof. Msc. Abrãao Carvalho Nogueira – Universidade Federal do Espírito Santo
Prof. Dr. Adaylson Wagner Sousa de Vasconcelos – Ordem dos Advogados do Brasil/Seccional Paraíba
Prof. Msc. André Flávio Gonçalves Silva – Universidade Federal do Maranhão
Prof.ª Drª Andreza Lopes – Instituto de Pesquisa e Desenvolvimento Acadêmico
Prof. Msc. Carlos Antônio dos Santos – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Prof. Msc. Daniel da Silva Miranda – Universidade Federal do Pará
Prof. Msc. Eliel Constantino da Silva – Universidade Estadual Paulista
Prof.ª Msc. Jaqueline Oliveira Rezende – Universidade Federal de Uberlândia
Prof. Msc. Leonardo Tullio – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Prof.ª Msc. Renata Luciane Polsaque Young Blood – UniSecal
Prof. Dr. Welleson Feitosa Gazel – Universidade Paulista

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) (eDOC BRASIL, Belo Horizonte/MG)	
E57	<p>As engenharias frente a sociedade, a economia e o meio ambiente 2 [recurso eletrônico] / Organizador Henrique Ajuz Holzmann. – Ponta Grossa (PR): Atena Editora, 2019. – (As Engenharias Frente a Sociedade, a Economia e o Meio Ambiente; v. 2)</p> <p>Formato: PDF Requisitos de sistema: Adobe Acrobat Reader Modo de acesso: World Wide Web Inclui bibliografia ISBN 978-85-7247-430-6 DOI 10.22533/at.ed.306192506</p> <p>1. Engenharia – Aspectos sociais. 2. Engenharia – Aspectos econômicos. 3. Desenvolvimento sustentável. I. Holzmann, Henrique Ajuz. II. Série.</p> <p style="text-align: right;">CDD 658.5</p>
Elaborado por Maurício Amormino Júnior – CRB6/2422	

Atena Editora
Ponta Grossa – Paraná - Brasil
www.atenaeditora.com.br
contato@atenaeditora.com.br

APRESENTAÇÃO

As obras As Engenharias frente a Sociedade, a Economia e o Meio Ambiente Volume 1, 2, 3 e 4 abordam os mais diversos assuntos sobre métodos e ferramentas nas diversas áreas das engenharias a fim de melhorar a relação do homem com o meio ambiente e seus recursos.

O Volume 1 está disposto em 31 capítulos, com assuntos voltados a engenharia do meio ambiente, apresentando processos de recuperação e reaproveitamento de resíduos e uma melhor aplicação dos recursos disponíveis no ambiente, além do panorama sobre novos métodos de obtenção limpa da energia.

Já o Volume 2, está organizado em 32 capítulos e apresenta uma vertente ligada ao estudo dos solos e águas, com estudos de sua melhor utilização, visando uma menor degradação do ambiente; com aplicações voltadas a construção civil de baixo impacto.

O Volume 3 apresenta estudos de materiais para aplicação eficiente e econômica em projetos, bem como o desenvolvimento de projetos mecânico e eletroeletrônicos voltados a otimização industrial e a redução de impacto ambiental, sendo organizados na forma de 28 capítulos.

No último Volume, são apresentados capítulos com temas referentes a engenharia de alimentos, e a melhoria em processos e produtos.

Desta forma um compendio de temas e abordagens que facilitam as relações entre ensino-aprendizado são apresentados, a fim de se levantar dados e propostas para novas discussões em relação ao ensino nas engenharias, de maneira atual e com a aplicação das tecnologias hoje disponíveis.

Boa leitura

Henrique Ajuz Holzmann

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	1
ESTUDOS DA ÁGUA E SEDIMENTOS NA BACIA DO RIO UBERABINHA EM UBERLÂNDIA - MG	
Maria da Graça Vasconcelos	
Luiz Alfredo Pavanin	
Erich Vectore Pavanin	
DOI 10.22533/at.ed.3061925061	
CAPÍTULO 2	13
BATIMETRIA E MEDIÇÃO DE VAZÃO NA BACIA DO RIO JI-PARANÁ - RO	
Renato Billia de Miranda	
Camila Bermond Ruezzeno	
Bruno Bernardo dos Santos	
Frederico Fabio Mauad	
DOI 10.22533/at.ed.3061925062	
CAPÍTULO 3	26
MONITORAMENTO DA ÁGUA SUBTERRÂNEA PARA ENSAIO DE PROVA DE CARGA EM SOLO BASÁLTICO	
Daniel Russi	
Sandra Garcia Gabas	
Giancarlo Lastoria	
DOI 10.22533/at.ed.3061925063	
CAPÍTULO 4	37
UTILIZAÇÃO DO MÉTODO PAPEL FILTRO E CENTRÍFUGA PARA DETERMINAÇÃO DE CURVAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO E CORRELAÇÕES COM PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	
Ana Carolina Dias Baêso	
Eduardo Souza Cândido	
Roberto Francisco de Azevedo	
Gustavo Armando dos Santos	
Tulyo Diniz Oliveira	
DOI 10.22533/at.ed.3061925064	
CAPÍTULO 5	51
DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS DE UM SOLO TROPICAL DA BAIXADA FLUMINENSE NO ESTADO DO RIO DE JANEIRO	
Fernando Benedicto Mainier	
Claudio Fernando Mahler	
Viktor Labuto Ramos	
DOI 10.22533/at.ed.3061925065	
CAPÍTULO 6	61
ELABORAÇÃO DE UMA CARTA DE UNIDADES DE TERRENO DO MUNICÍPIO DE CACHOEIRO DE ITAPEMIRIM – ES	
Bruna Xavier Faitanin	
Éder Carlos Moreira	
Altair Carrasco de Souza	
Vitor Roberto Schettino	
DOI 10.22533/at.ed.3061925066	

CAPÍTULO 7	69
ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO SILTE ARENOSO DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA COM CAL PARA USO EM PAVIMENTAÇÃO	
Wagner Teixeira	
Eclesielter Batista Moreira	
João Luiz Rissardi	
Vanessa Corrêa de Andrade	
Ronaldo Luis dos Santos Izzo	
DOI 10.22533/at.ed.3061925067	
CAPÍTULO 8	80
INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE CAL HIDRATADA NA RESISTÊNCIA DE SOLOS SEDIMENTARES	
Jair de Jesús Arrieta Baldovino	
Eclesielter Batista Moreira	
Ronaldo Luis Dos Santos Izzo	
Juliana Lundgren Rose	
Erico Rafael Da Silva	
Wagner Teixeira	
Felipe Perretto	
Roberto Pan	
DOI 10.22533/at.ed.3061925068	
CAPÍTULO 9	95
PERFILAGEM DO SUBSOLO NO MUNICÍPIO DE APUCARANA-PR COM BASE EM DADOS DE SONDAgens DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT	
Mariana Alher Fernandes	
Augusto Montor de Freitas Luiz	
DOI 10.22533/at.ed.3061925069	
CAPÍTULO 10	104
UTILIZAÇÃO DO PERMEÂMETRO DE TUBO NA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE DE CAMADAS SUPERFICIAIS DE SOLOS	
Marcos Túlio Fernandes	
Glaucimar Lima Dutra	
DOI 10.22533/at.ed.30619250610	
CAPÍTULO 11	116
DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS	
Alessandra Lidia Mazon	
Maytê Pietrobelli de Souza	
Bianca Penteado de Almeida Tonus	
André Fanaya	
DOI 10.22533/at.ed.30619250611	

CAPÍTULO 12 133

AVALIAÇÃO DA ERODIBILIDADE DO SOLO DE CARACTERÍSTICA NÃO LATERÍTICA SOB O ENFOQUE GEOTÉCNICO NAS MARGENS DA TO-222 NO MUNICÍPIO DE ARAGUAÍNA - TO

Glacielle Fernandes Medeiros
Renata de Moraes Farias
Palloma Borges Soares
Ana Sofia Oliveira Japiassu
Andressa Fiuza de Souza
Igor Guimarães Matias

DOI 10.22533/at.ed.30619250612

CAPÍTULO 13 144

ADAPTAÇÃO DE METODOLOGIA DE HIERARQUIZAÇÃO DE NÍVEIS DE ATENÇÃO UTILIZADA EM MINERAÇÃO PARA TRABALHOS DE MAPEAMENTO DE RISCOS GEOTÉCNICOS EM ÁREA URBANA

Marcelo Corrêa da Silva
Daiara Luiza Guimarães

DOI 10.22533/at.ed.30619250613

CAPÍTULO 14 157

PRODUÇÃO DE CONCENTRADO ÚMIDO FOSFATADO: UMA EXPERIÊNCIA DE ESTÁGIO NA MINERAÇÃO

Matheus Henrique Borges Coutinho
Ricardo Antonio de Rezende
Cibele Tunussi
Marcos Vinicius Agapito Mendes

DOI 10.22533/at.ed.30619250614

CAPÍTULO 15 163

ESTUDO DOS DESPERDÍCIOS DE MATERIAIS NA CONSTRUÇÃO CIVIL E SUGESTÕES PARA A MINIMIZAÇÃO E REUTILIZAÇÃO DOS MESMOS, VISANDO A OTIMIZAÇÃO DOS CUSTOS DAS OBRAS E MENORES IMPACTOS AMBIENTAIS

Beatriz Zeurgo Fernandes
Rafael Bergjohann
Luiz Carlos de Campos

DOI 10.22533/at.ed.30619250615

CAPÍTULO 16 176

USO DA CINZA DO BAGAÇO DA CANA-DE-AÇÚCAR COMO SUBSTITUTO PARCIAL DO CIMENTO PORTLAND

Kenyson Diony Souza Silva
Raduan Krause Lopes
Fabiano Medeiros Da Costa

DOI 10.22533/at.ed.30619250616

CAPÍTULO 17 192

ESTUDOS PRELIMINARES DA APLICAÇÃO DE RESÍDUO DE MINÉRIO DE COBRE SULFETADO NA ELABORAÇÃO DE ARGAMASSAS DE ASSENTAMENTO E REVESTIMENTO

Julia Alves Rodrigues
Dilson Nazareno Pereira Cardoso
Abel Jorge Rodrigues Ferreira
Edinaldo José de Sousa Cunha
Bruno Marques Viegas
Edilson Marques Magalhães
José Antônio da Silva Souza

DOI 10.22533/at.ed.30619250617

CAPÍTULO 18 200

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE COMPOSIÇÕES A BASE DE CIMENTO DE ALUMINATO DE CÁLCIO FRENTE AOS MICRORGANISMOS STAPHYLOCOCCUS AUREUS E ESCHERICHIA COLI

Renata Martins Parrreira
Talita Luana de Andrade
Newton Soares da Silva
Cristina Pacheco Soares
Victor Carlos Pandolfelli
Ivone Regina de Oliveira

DOI 10.22533/at.ed.30619250618

CAPÍTULO 19 209

UMA TÉCNICA, BASEADA EM PROJETO DE EXPERIMENTOS, PARA OTIMIZAÇÃO DA DOSAGEM DE ARGAMASSA MISTA DE CIMENTO, CAL E AREIA

André Rodrigues Monticeli
Paulo César Mappa
Aellington Freire de Araújo
Emerson Ricky Pinheiro
Karoline Santos da Silva

DOI 10.22533/at.ed.30619250619

CAPÍTULO 20 221

REDUÇÃO DO CONSUMO DE AÇO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS AO ESFORÇO CORTANTE ATRAVÉS DA ESCOLHA DO ÂNGULO DAS BIELAS

Lucas Teotônio de Souza
Paula de Oliveira Ribeiro

DOI 10.22533/at.ed.30619250620

CAPÍTULO 21 232

ANÁLISE DE CRONOGRAMA FÍSICO x CRONOGRAMA REALIZADO NA OBRA DO FÓRUM DE RIO NEGRO/PR PARA FINS DE DIMINUIÇÃO DOS ATRASOS

Nathalia Loureiro de Almeida Correa

DOI 10.22533/at.ed.30619250621

CAPÍTULO 22 250

ANÁLISE DA IMPORTÂNCIA DO CORRETO DIMENSIONAMENTO DOS VERTEDORES EM BARRAGENS E SUAS INFLUÊNCIAS ECOLÓGICAS E SOCIOECONÔMICAS. ESTUDO DE CASO: USINA HIDRELÉTRICA DE XINGÓ

Jéssica Beatriz Dantas
Djair Félix da Silva

DOI 10.22533/at.ed.30619250622

CAPÍTULO 23	262
ANÁLISE DA IMPLANTAÇÃO DE PAVIMENTO PERMEÁVEL EM UMA ÁREA DA CIDADE DE JOINVILLE/SC	
Adilon Marques dos Santos	
DOI 10.22533/at.ed.30619250623	
CAPÍTULO 24	281
ANÁLISE NUMÉRICA DA SENSIBILIDADE DO ALGORITMO IMPLEX APLICADO EM UM CENÁRIO HIPOTÉTICO DE ESTABILIDADE DE TALUDE VIA TÉCNICA DE DESCONTINUIDADES FORTES	
Nayara Torres Belfort	
Ana Itamara Paz de Araujo	
Kátia Torres Botelho Galindo	
Igor Fernandes Gomes	
Leonardo José do Nascimento Guimarães	
DOI 10.22533/at.ed.30619250624	
CAPÍTULO 25	294
DIMENSIONAMENTO DE LAJES MACIÇAS POR MEIO DE CÁLCULO MANUAL E COM O AUXÍLIO DE UM SOFTWARE COMPUTACIONAL	
Iva Emanuely Pereira Lima	
Vitor Bruno Santos Pereira	
Vinicius Costa Correia	
DOI 10.22533/at.ed.30619250625	
CAPÍTULO 26	306
DIMENSIONAMENTO OTIMIZADO DE PILARES MISTOS PREENCHIDOS DE AÇO E CONCRETO	
Jéssica Salomão Lourenção	
Élcio Cassimiro Alves	
DOI 10.22533/at.ed.30619250626	
CAPÍTULO 27	325
ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS: MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS	
João Augusto Dunck Dalosto	
Luiz Fernando Hencke	
Jhonatan Conceição dos Santos	
Hevrlí da Silva Carneiro Pilatti	
DOI 10.22533/at.ed.30619250627	
CAPÍTULO 28	336
APLICAÇÃO DO CPR EM SOLOS MOLES NA REGIÃO DO CAMPO DOS PERDIZES: DUPLICAÇÃO DA BR 135, ENTRE O KM 39,36 E O KM 39,90	
Rodrigo Nascimento Barros	
Larysse Lohana Leal Nunes	
Saymo Wendel de Jesus Peixoto Viana	
DOI 10.22533/at.ed.30619250628	
CAPÍTULO 29	348
ANÁLISE DA QUALIDADE DO AR INTERNO DE UMA TERAPIA INTENSIVA	
Sylvia Katherine de Medeiros Moura	
Antonio Calmon de Araújo Marinho	
Wagner Amadeus Galvão de Souza	
Angelo Roncalli Oliveira Guerra	
DOI 10.22533/at.ed.30619250629	

CAPÍTULO 30	357
'ARTENGENHARIA': UMA PONTE TRANSDISCIPLINAR PARA O DESENVOLVIMENTO DO POTENCIAL HUMANO E SUAS CONTRIBUIÇÕES PARA A GESTÃO DO CONHECIMENTO	
Ana Alice Trubbianelli	
DOI 10.22533/at.ed.30619250630	
CAPÍTULO 31	371
PROCEDIMENTO DE ANÁLISE EXPERIMENTAL E NÚMÉRICO DE UMA PONTE EXECUTADA COM PALITOS DE PICOLÉ	
Matheus Henrique Morato de Moraes	
João Eduardo Sousa de Freitas	
Diogo Henrique Morato de Moraes	
Juarez Francisco Freire Junior	
Wellington Andrade da Silva	
Geraldo Magela Gonçalves Filho	
DOI 10.22533/at.ed.30619250631	
CAPÍTULO 32	383
EXERGIA HÍDRICA EM SISTEMAS REDUTORES DE PRESSÃO	
Conrado Mendes Moraes	
Ângela B. D. Moura	
Eduardo D. P. Schuch	
Eduardo de M. Martins	
DOI 10.22533/at.ed.30619250632	
SOBRE O ORGANIZADOR	393

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

Alessandra Lidia Mazon

Universidade Estadual de Ponta Grossa
Ponta Grossa – Paraná

Maytê Pietrobelli de Souza

Universidade Estadual de Ponta Grossa
Ponta Grossa – Paraná

Bianca Penteado de Almeida Tonus

Universidade Estadual de Ponta Grossa
Ponta Grossa – Paraná

André Fanaya

GeoSoluções
São Paulo – São Paulo

RESUMO: Este artigo tem como objetivo dimensionar e orçar estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos, especificamente, geotêxteis e geogrelhas. Para tanto, os dimensionamentos foram feitos para as alturas de 3, 6, 9 e 12 metros, envolvendo cenários de solo arenoso e argiloso. Tais dimensionamentos consideraram as verificações de estabilidade interna e externa. Ao final, essas soluções foram orçadas com três tipos de face: bloco de concreto, tela soldada e face auto-envelopada, e seus custos foram comparados com a terra armada. Dentre suas conclusões, a pesquisa mostrou influência significativa da coesão na redução do empuxo em contenções com até 6 metros de altura e

os diferentes mecanismos de estabilidade que governaram os dimensionamentos para cada solo. Concluiu-se também que os reforços com geotêxteis são competentes somente em estruturas com altura máxima de 3 metros, devido sua resistência à tração. Finalmente, a análise de custos demonstrou que o tipo de faceamento afeta significativamente o custo global.

PALAVRAS-CHAVE: Geossintético, Solo reforçado, Análise paramétrica.

ABSTRACT: This article has the objective to design and budget reinforced soil structures with geosynthetic, specifically, geotextiles and geogrids. Therefore, the design was done for the heights 3, 6, 9 and 12 meters, involving scenarios of sandy and clay soils. These designs had considered the internal and external stability verification. At end, these solutions were budget with three types of face: concrete block, wire faced and self-enveloped face, and its costs were compared to mechanically stabilized earth (MSE). Among its conclusions, the research has shown the cohesion significant influence in reduction of thrust in containments up to 6 meters and the different stability mechanisms that governed the design for each soil. It was also concluded that geotextiles reinforces are competent only in structures with a maximum height of 3 meters, due its tensile strength.

Finally, the costs analysis has shown that the type of face significantly affects the overall cost.

KEYWORDS: Geosynthetic, Soil reinforced, Parametric analyses.

1 | INTRODUÇÃO

Estruturas de contenção são sistemas que visam estabilizar e impedir o deslocamento de uma massa de solo devido à solicitação de seu empuxo de terra e sobrecarga accidental ou permanente atuantes. Essas estruturas podem ser construídas com diferentes tipos de materiais, como concreto, aço, blocos de rocha, etc. e/ou com o próprio solo do local da obra.

Estruturas ou muros de solo reforçado utilizam o próprio solo local para realizar a contenção. Tal sistema parte do princípio de que a estabilidade da massa de solo contida ocorre por meio da interação entre algum tipo de reforço utilizado e o próprio solo. De acordo com Ehrlich e Becker (2009), essa interação é caracterizada pela resistência satisfatória da estrutura às tensões nela atuantes, uma vez que a deficiência significativa do solo quanto à sua resistência à tração é suprida com o advento do reforço. Essas estruturas são constituídas por camadas de solo compactado intercaladas pelos elementos de reforço, cujos componentes principais podem ser metálicos, como grampos e fitas de aço, ou, mais comumente, polímeros, representados pela categoria dos geossintéticos. (GEOSOLUÇÕES, 2017). Sua representação esquemática pode ser observada na Figura 1.

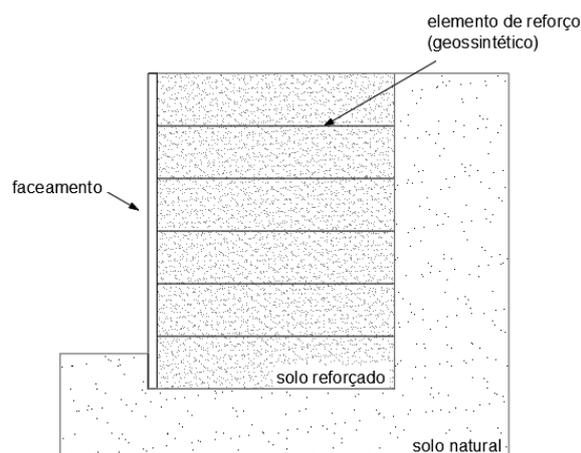


Figura 1. Seção transversal típica de uma contenção em solo reforçado

Segundo Vertematti (2015), os geossintéticos referem-se a produtos poliméricos, formados a partir de polímeros naturais ou sintéticos, que possuem características específicas de acordo com o tamanho de sua cadeia constituinte e com os teores de aditivos neles empregados. Em uma estrutura de contenção em solo reforçado (ECSR) os principais geossintéticos utilizados como reforços são os geotêxteis e as

geogrelhas.

As alternativas de faceamento para essas estruturas são bastante amplas, podendo variar desde a exposição do próprio geossintético na face, peças de concreto ou pré-moldadas de diferentes geometrias, concreto projetado, gaiolas com elementos de preenchimento, até muros verdes (EHRlich E BECKER, 2009).

2 | ESTABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

A fim de verificar a segurança em uma estrutura de contenção em solo reforçado, duas análises devem ser feitas, sendo elas a de Estabilidade Externa e a de Estabilidade Interna.

2.1 Estabilidade externa

A verificação das condições de estabilidade externa objetiva determinar o comprimento dos reforços utilizados na estrutura, os quais são responsáveis por compor um sistema resistente ao empuxo da massa de solo como um bloco rígido, sem que a mesma sofra dano ou qualquer tipo de ruptura. Consiste em quatro análises de segurança, sendo elas deslizamento, tombamento, capacidade de carga da fundação e ruptura global, ilustradas na Figura 2. (VERTEMATTI, 2015).

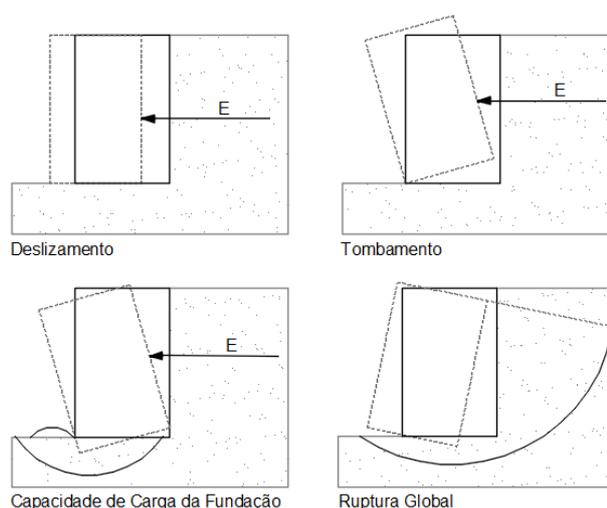


Figura 2. Mecanismos de ruptura externa

O fator de segurança para cada uma das análises é encontrado pela relação entre os esforços resistivos e solicitantes que atuam na estrutura, conforme exposto na Tabela 1.

Fatores de Segurança		
Verificação	FS	Observação
Deslizamento	$\geq 1,5$	-
Tombamento	$\leq Lr/6$	Verificação segundo a NBR 19286 (ABNT, 2016)
Cap. de Carga da Fundação	$\geq 2,5$	-
Estabilidade Global	$\geq 1,3$	Condições não críticas
	$\geq 1,5$	Condições críticas

Tabela 1. Fatores de segurança para verificação da estabilidade externa

2.1.1 Empuxo

Para a realização dessas análises de estabilidade faz-se necessário o cálculo do empuxo, principal esforço solicitante em uma contenção, que trata de forças laterais atuantes entre estruturas de contenção e massas de terra contidas, sendo essas forças laterais resultantes da pressão lateral de solo. No presente artigo utilizou-se a teoria clássica de Rankine (1856), a qual estuda tais pressões e aborda as condições de tensão no solo em um estado de equilíbrio plástico na iminência de ruptura (DAS, 2007). Sendo assim, o empuxo ativo do solo pode ser calculado de acordo com a Equação (1):

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot (H - z_0)^2 \quad (1)$$

Sendo:

E_a o empuxo ativo do solo (kN);

γ o peso específico do solo (kN/m³);

K_a o coeficiente de empuxo ativo do solo;

H a altura do muro (m);

z_0 a profundidade em que a pressão ativa torna-se zero (m).

Referente ao coeficiente de empuxo ativo do solo, o mesmo pode ser calculado através da Equação (2):

$$K_a = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2)$$

Sendo:

σ_3 a pressão efetiva horizontal (kN/m²);
 σ_1 a pressão efetiva vertical (kN/m²);
 ϕ' o ângulo de atrito do solo (°).

No entanto, vale ressaltar que há uma diferença no cálculo do empuxo ativo de uma estrutura de acordo com o solo utilizado. Segundo Das (2007), em caso de solo coesivo, a pressão ativa torna-se negativa na parte superior do muro até uma profundidade dita como z_0 , parcela de altura responsável por diminuir a pressão efetiva atuante no tardo da estrutura. Esta dimensão pode ser encontrada pela Equação (3):

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (3)$$

Sendo:

z_0 a profundidade em que a pressão ativa torna-se zero (m);
 c a coesão do solo (kN/m²);

Sendo assim, para solos coesivos, o empuxo ativo pode ser calculado considerando uma altura menor do esforço atuante devido ao efeito da coesão do solo.

Solos não-coesivos não contam com esse decréscimo de altura advindo da coesão, portanto, tendo em vista uma superfície horizontal e o próprio solo não-coesivo, a altura de contribuição do empuxo é a própria altura do muro. Em decorrência, no cálculo de seu empuxo ativo exclui-se da Equação (1) a parcela de z_0 , a qual, neste caso, é inexistente. (DAS, 2007).

2.1.2 Segurança contra o Deslizamento

A fim de garantir a estabilidade da estrutura contra o deslizamento, deve-se operar com um equilíbrio de forças horizontais: empuxo e atrito na base da estrutura, conforme Equação (4). A favor da segurança, é usual desprezar a sobrecarga.

$$FS_d = \frac{(\gamma \cdot H + q) \cdot L_R \cdot \text{tg}\phi'}{E_a} \quad (4)$$

Sendo:

FS_d o fator de segurança contra o deslizamento ao longo da base do muro;

q a sobrecarga uniformemente distribuída sobre o terrapleno (kPa);
 L_r o comprimento do reforço (m).

2.1.3 Segurança contra o Tombamento

De acordo com a NBR 19286 (ABNT, 2016), é necessário assegurar que a resultante vertical dos esforços solicitantes externos localize-se dentro do núcleo central de inércia, o qual é caracterizado pelo terço central da base da estrutura (isto é, menor ou igual a $L_r/6$).

Tem-se então, que a segurança ao tombamento trata-se de uma relação de excentricidades como visto na Equação (5).

$$e = \frac{M_o}{R_v} \leq \frac{L_r}{6} \quad (5)$$

Sendo:

e a excentricidade (m).

M_o o momento atuante no muro (kN.m);

R_v a resultante vertical de esforços solicitantes externos (peso próprio (W) + sobrecarga (q)) (kN).

2.1.4 Segurança contra Ruptura de Solo de Fundação (Capacidade de Carga)

O estudo relacionado à ruptura do solo de fundação de uma ECSR opera com a equiparação de tensões transmitidas à base e a tensão admissível do solo de fundação da estrutura, a fim de que não ocorra a perda de sustentabilidade do muro. Verifica-se o atendimento do fator de segurança desta análise (Tabela 1) como visto na Equação (6).

$$FS_f = \frac{\sigma_r}{\sigma_{m\acute{a}x}} \geq 2,5 \quad (6)$$

Sendo:

FS_f o fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação;

σ_r a capacidade de carga do solo de fundação (kN/m²), calculada através da formulação de Terzaghi (1943) para fundações superficiais ou através de métodos semi-empíricos.

$\sigma_{m\acute{a}x}$ a tensão máxima aplicada ao solo (kN/m²).

O cálculo da tensão máxima aplicada ao solo pode ser expresso de acordo com a Equação (7):

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{R_v}{L_r - 2e} \quad (7)$$

Essa excentricidade ocorre devido ao empuxo ativo, uma vez que a resultante vertical na base da estrutura desloca-se no sentido do esforço (empuxo ativo). Seu cálculo pode ser realizado através da Equação (8).

$$e = \frac{E_a \cdot y_E}{R_v} \quad (8)$$

Sendo:

y_e o braço de alavanca do empuxo ativo com base no pé do muro (m).

2.1.5 Segurança contra a Ruptura Global

O objetivo dessa análise é verificar a estabilidade global de todo o talude, tomando por base a estrutura de solo reforçado e também o solo já existente, como uma análise de estabilidade de taludes.

Para a análise de estabilidade global utilizam-se os métodos de equilíbrio limite, os quais se baseiam no pressuposto da massa de solo, compreendida como um corpo rígido, estar em equilíbrio na iminência do colapso. No entanto, o número de equações de equilíbrio estático disponível é menor que o número de incógnitas existentes em uma análise de estabilidade de taludes, tornando o problema estaticamente indeterminado. Então, os métodos de equilíbrio limite se propõem a torná-lo estaticamente determinado através da adoção de algumas hipóteses.

De acordo com Tonus (2009), o fator de segurança é obtido pela relação entre a resistência ao cisalhamento do solo (s) e a tensão cisalhante atuante ou resistência mobilizada (t) ao longo da superfície de ruptura, conforme a Equação (9).

$$FS_g = \frac{s}{\tau} \quad (9)$$

Sendo:

FS_g o fator de segurança contra ruptura global;

s a resistência ao cisalhamento do solo (kN/m²);

t a tensão cisalhante atuante (kN/m²).

A resistência ao cisalhamento do solo pode ser descrita pela Equação (10).

$$s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi'$$

(10)

Sendo:

σ a tensão normal ao plano de ruptura (kN/m²);

Entre os diversos métodos de equilíbrio limite pode-se destacar Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967), os quais satisfazem todas as condições de equilíbrio estático.

2.2 Estabilidade Interna

No que se refere à análise da estabilidade interna, a mesma tem como objetivo garantir que não ocorram ruptura ou arrancamento dos reforços. Asseguram-se estes fatores fazendo com que as solicitações do reforço sejam inferiores à sua capacidade resistiva, além de garantir uma ancoragem eficiente, traduzidas em comprimento das camadas e espaçamento vertical adequados entre elas.

Um dos métodos baseado nas teorias clássicas de equilíbrio limite disponíveis para análise da estabilidade interna é o de Mitchell e Villet (1987), o qual propõe que a transferência de tensões do solo para o reforço contempla dois mecanismos básicos, sendo eles o atrito e a resistência passiva (PERALTA, 2007).

Estes métodos adotam algumas hipóteses, tais como, estrutura na iminência do colapso, separação do maciço em zonas ativa e resistente, comportamento do solo rígido e perfeitamente plástico, inclinação e distribuição de reforços por toda a extensão da superfície de ruptura e mobilização total da resistência ao cisalhamento do solo.

Os fatores de segurança para estas análises estão descritos na Tabela 2.

Fatores de Segurança		
Verificação	Fator de Segurança	Observação
Ruptura do Reforço	$\geq 1,0$	Quando se considera os fatores de redução
Arrancamento	$\leq 1,5$	-

Tabela 2. Fatores de segurança para verificação da estabilidade interna

3 | METODOLOGIA

3.1 Parametrização

A presente pesquisa delineou quatro possibilidades de alturas para a estrutura de contenção em solo reforçado, as quais variam entre 3, 6, 9 e 12 metros. Adotou-se o valor constante de 40 cm tanto para o espaçamento (S_v) entre cada camada de reforço da estrutura quanto para o seu embutimento (D), bem como uma sobrecarga (q) de 20 kPa uniformemente distribuída sobre o terrapleno. Estes componentes estão ilustrados na Figura 3.

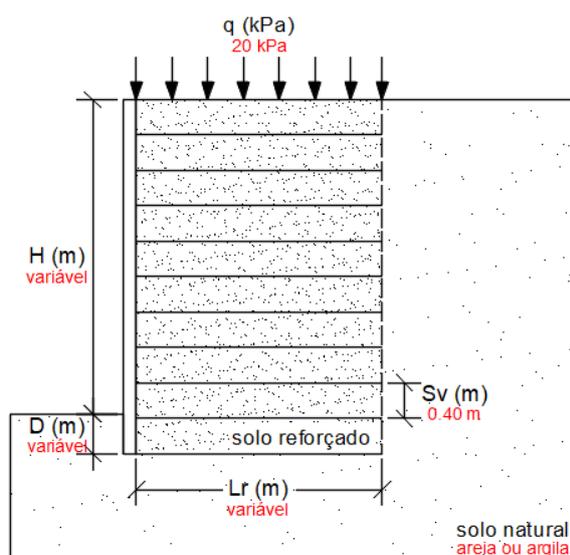


Figura 3. Exemplo dos componentes de uma seção transversal típica de uma contenção em solo reforçado

Quanto ao solo, a pesquisa define o solo 1 como argila e o solo 2 como areia. As propriedades de cada um deles estão apresentadas na Tabela 3 e foram adotadas de acordo com valores médios e usuais observados em situações práticas de campo e na literatura disponível.

Tipo de Solo	Parâmetros do Solo	
Argila	γ (kN/m ³)	17
	c (kPa)	10
	ϕ (°)	25
Areia	γ (kN/m ³)	19
	c (kPa)	0
	ϕ (°)	33

Tabela 3. Parâmetros hipotéticos dos solos

Nota: γ – Peso específico do solo;

c – Coesão do solo;

ϕ – Ângulo de atrito do solo.

3.2 Geossintéticos

A geogrelha e o geotêxtil foram os dois tipos de geossintéticos submetidos à análise estrutural da pesquisa, combinados com os dois tipos de solo e as diferentes alturas. Esses materiais são responsáveis por garantir o reforço do sistema, e essas combinações estão resumidas na Figura 4.

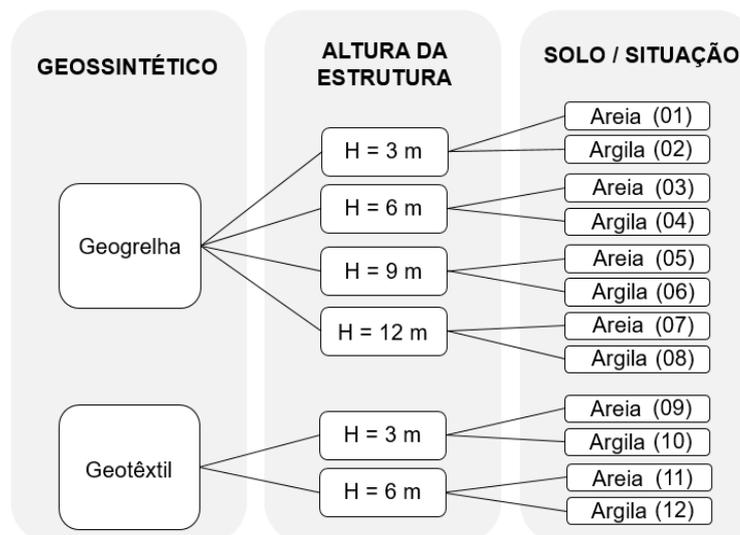


Figura 4. Organograma para dimensionamento

Nota-se que, para o reforço com geotêxtil, a altura máxima estudada do muro limita-se em 6 metros. Isso acontece devido ao geotêxtil apresentar baixa rigidez e grande deformabilidade quando comparado à geogrelha, inviabilizando seu uso para alturas superiores.

No que diz respeito as particularidades de cada geossintético relacionadas ao dimensionamento, foram empregados fatores de redução parciais para a obtenção do valor de sua resistência máxima, fornecidos através dos catálogos do fabricante e demonstrados através da Tabela 4.

Fatores de Redução	Geogrelha	Geotêxtil
Fluência em tração	1,07	4
Danos de instalação	1,51	1,3
Degradação ambiental	0	0
Incertezas est. Material	1,05	1,05
Total	1,70	5,46

Tabela 4. Fatores de Redução de tensão admissível

Após os dimensionamentos, cada solução foi combinada com diferentes tipos de faceamento. A primeira situação fez uso de uma tela soldada na face em conjunto

com uma geogrelha como reforço. Na segunda situação a geogrelha foi novamente empregada como reforço, entretanto, combinada com blocos de concreto na face. Por último, foi avaliada a junção entre a face auto-envelopada utilizando geogrelha, geotêxtil, ou ambos, quando for necessária maior resistência.

3.3 Dimensionamento

As análises de estabilidade externa e interna foram realizadas com o auxílio de planilha desenvolvida no software Excel para cada camada de reforço implantado, sendo realizadas de acordo com o método de Mitchell e Villet (1987), que se baseia na teoria dos empuxos de Rankine. Para o estudo da segurança contra ruptura global dos maciços foi utilizada a ferramenta Slope/W do software GeoStudio 2018, utilizando o método de equilíbrio limite de Morgenstern e Price, por ser um método rigoroso que obedece todas as equações de equilíbrio estático e contempla as forças entre as fatias.

O comprimento de reforço foi dimensionado para atender a situação mais crítica de cada solo e altura de muro, verificando a estabilidade externa e interna, e assim, adotando-se a mesma dimensão para as demais camadas.

Para as verificações da capacidade de suporte na estabilidade externa, o cálculo da capacidade de carga última do solo adotou a formulação de Terzaghi.

3.4 Análise De Custos

Ao final de todos os dimensionamentos realizou-se um orçamento comparando as diferentes possibilidades de faceamento da estrutura: tela soldada, blocos de concreto e face auto-envelopada. As propostas orçamentárias têm como base os valores fornecidos pela empresa GeoSoluções. Foram orçadas também, os mesmos casos de solos e alturas em terra armada, cujos valores foram fornecidos por uma empresa localizada na região sudeste do Brasil, especializada nesta tecnologia. Todos os dados, de ambas empresas, foram coletados em outubro de 2017.

Em todos os casos os valores se dão por metro quadrado de face (R\$/m² de face), a fim de possibilitar a comparação com a terra armada.

4 | RESULTADOS

Os dados da Tabela 5 e Tabela 6 expressam o resumo do dimensionamento realizado para todas as 12 situações (discriminadas anteriormente na Figura 4), distinguindo-se pelo tipo de solo empregado. É possível verificar a altura do muro (H), o comprimento do reforço (Lr) e o mecanismo de ruptura que apresentou o menor fator de segurança, condicionando o comprimento do reforço.

Situação		Análise crítica			
Nº	Geossintético	H (m)	Lr (m)	Estab.	Verif.
01	Geogrelha	3	2,40	Int.	Arranc.

03	Geogrelha	6	4,10	Int.	Arranc.
05	Geogrelha	9	5,50	Ext.	Tomb.
07	Geogrelha	12	7,00	Ext.	Tomb.
09	Geotêxtil	3	2,40	Int.	Arranc.
11	Geogrelha/Geotêxtil	6	3,90	Ext.	Tomb.

Tabela 5. Tabela resumo para situações de solo arenoso

Situação				Análise crítica	
Nº	Geossintético	H (m)	Lr (m)	Estab.	Verif.
02	Geogrelha	3	2,00	Ext.	Tomb.
04	Geogrelha	6	3,70	Ext.	Cap. Carga
06	Geogrelha	9	6,00	Ext.	Cap. Carga
08	Geogrelha	12	8,40	Ext.	Cap. Carga
10	Geotêxtil	3	2,00	Ext.	Tomb.
12	Geogrelha/Geotêxtil	6	3,70	Ext.	Cap. Carga

Tabela 6. Tabela resumo para situações de solo argiloso

Frente a análise que rege o dimensionamento de cada situação, isto é, aquela cuja verificação é a mais crítica dentre todas (resultando num menor intervalo entre o fator de segurança obtido e o fator de segurança requerido), percebe-se que a análise do arrancamento do reforço categoriza-se como sendo a verificação mais crítica apenas nas situações envolvendo solos arenosos. Isso pode ser explicado pelo fato da coesão reduzir a tensão solicitante do solo no reforço, o que faz com que seu comprimento de ancoragem seja maior, portanto, nos solos não-coesivos. No entanto, isso foi observado apenas até 6 metros de altura de muro.

Ainda analisando o cenário comparativo entre os dois solos, percebe-se também que, para uma altura de até 6 metros, o comprimento do reforço é maior no solo arenoso do que no solo argiloso. Tal fato ocorre devido à coesão do solo argiloso auxiliar na diminuição do empuxo, pois a pressão ativa torna-se negativa na parte superior do muro até a profundidade z_0 . A partir de 6 metros de altura a situação se inverte: o comprimento do reforço passa a ser maior no solo argiloso e menor no solo arenoso. Essa inversão ocorre pelo motivo do valor de z_0 ser constante, uma vez que o mesmo depende apenas de parâmetros do solo (coesão, peso específico e coeficiente de empuxo ativo). Por esse motivo, a medida que a altura do muro aumenta, a redução do valor do empuxo atuante na estrutura começa a tornar-se cada vez menos significativa.

Percebe-se também que para o solo argiloso, com exceção dos muros com 3 metros de altura, todas as análises foram governadas pela capacidade de carga da fundação. Isso ocorre devido aos parâmetros de resistência da argila resultarem em menores tensões admissíveis do que a areia.

Já para ambas as situações com altura de muro de 3 metros e solo argiloso a análise de estabilidade foi governada pelo tombamento, pois as tensões aplicadas ao solo são menores e tornam a excentricidade causada pelo momento do empuxo ativo mais significativa.

No que se refere ainda às alturas do muro, na apresentação do dimensionamento fica explícito que o geotêxtil supre todas as solicitações do solo no reforço apenas nas situações de até 3 metros. A partir desse valor é necessário realizar a inclusão de geogrelhas nas camadas mais inferiores da estrutura. Pode-se afirmar que a sobrecarga adotada possui parcela significativa nessa constatação, pois caso seu valor seja ignorado no dimensionamento (supondo uma situação em campo em que a mesma seja inexistente), tornar-se-á possível a execução de uma ECSR em geotêxtil com alturas maiores em aproximadamente 1 metro.

5 | CUSTOS

Tomando por base as alturas de muro e os valores referentes às soluções de contenção analisadas para cada tipo de solo, torna-se possível comparar graficamente o custo total de cada situação com a geometria vertical do muro, como exibido na Figura 5, para solo arenoso, e na Figura 6, para solo argiloso.

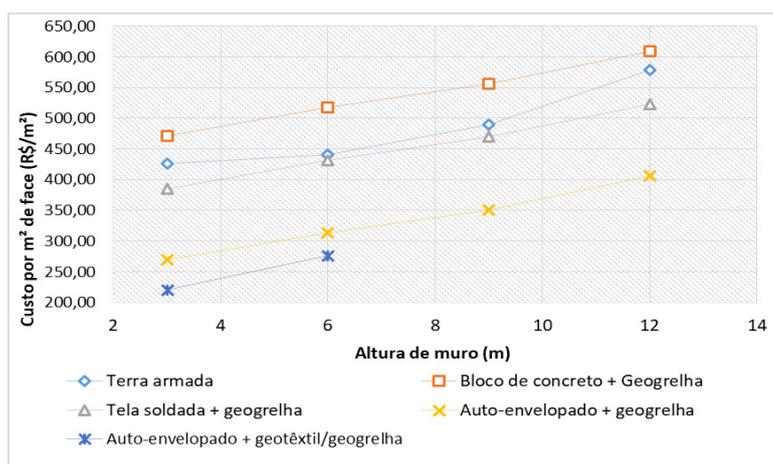


Figura 5. Custo x Altura de contenções em solo arenoso

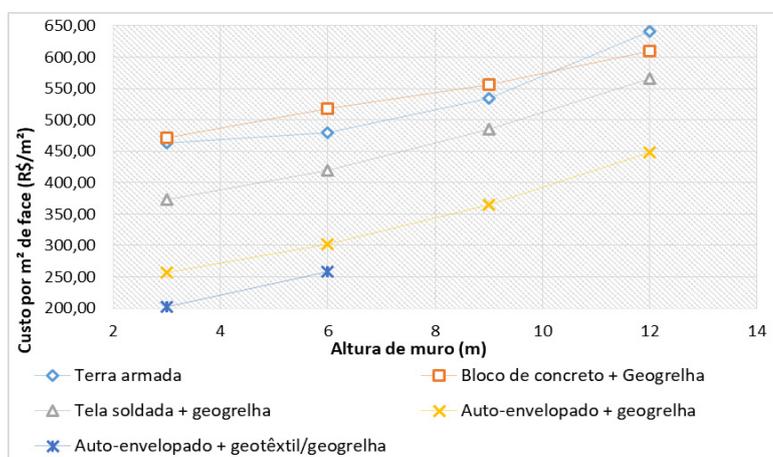


Figura 6. Custo x Altura de contenções em solo argiloso

De acordo com os dados apresentados, fica explícito que o geotêxtil é

caracterizado como a solução mais econômica dentre todas as outras. Todavia, sua utilização restringe-se a muros de pequenas alturas, uma vez que estes são solicitados a menores carregamentos. A medida que a altura do muro aumenta, aumentam também os esforços nele solicitantes, o que implica no surgimento de grandes deformações no geotêxtil que inviabilizam sua utilização.

Além disso, no quesito de maior viabilidade econômica, tem-se que a face auto-envelopada, tanto com reforço em geotêxtil quanto em geogrelha, é a solução mais notória.

Nota-se também que a contenção em Terra Armada apresenta custo geralmente inferior ao custo da ECSR com faceamento em blocos de concreto. Todavia, de acordo com a empresa fonte dos orçamentos desse tipo de solução, existe uma limitação granulométrica dos solos argilosos a serem utilizados nesse tipo de solução, o que pode encarecer sua utilização em função do solo disponível no local.

A solução com face em tela soldada apresenta vantagem econômica significativa sobre as soluções que usam concreto na face.

6 | CONCLUSÕES

6.1 Coesão

Do exposto, percebe-se que a coesão influi diretamente na tensão solicitante do solo no reforço, uma vez que é responsável por diminuir o empuxo atuante na estrutura, tornando a pressão ativa negativa na parte superior do muro até a profundidade z_0 . Entretanto, vale ressaltar que a coesão é um valor de difícil determinação, e, mesmo quando há resultados de ensaios de cisalhamento, os valores de coesão obtidos podem não ser reais e influenciados pela envoltória de ruptura adotada ou pelas condições de saturação. Desse modo, normalmente recomenda-se trabalhar com o valor de coesão reduzido, o qual estará realmente disponível durante toda a vida útil da obra, independente das condições de umidade.

Esse efeito benéfico da coesão é mais significativo para pequenas alturas, o que fez os muros de 3 e 6 metros em solo argiloso apresentarem menores comprimentos de reforço que no solo arenoso, que por sua vez apresentou a análise interna de arrancamento como sua condicionante.

6.2 Mecanismo condicionante

Analisando as situações que apresentaram o tombamento como mecanismo de ruptura condicionante, independente do tipo de solo, pode-se concluir que isso ocorreu devido ao método de dimensionamento ter sido realizado de acordo com a NBR 19286 (ABNT, 2016), onde verifica-se se a força resultante da estrutura encontra-se no núcleo central de inércia da base. No entanto, grande parte da literatura disponível

recomenda verificar o tombamento através da razão entre momento resistente e momento solicitante da estrutura, o que normalmente traz fatores de segurança mais elevados. No entanto, fisicamente, se a força resultante se situa no núcleo central de inércia da base, toda a base estará comprimida e será impossível a estrutura tombar. Sendo assim, esse tipo de análise pela excentricidade é mais conservadora que a análise apenas dos momentos, a qual provavelmente não resultaria em um mecanismo de ruptura condicionante da geometria em tantas situações.

Nas demais situações analisadas para o solo argiloso a capacidade de carga da fundação foi o mecanismo condicionante da geometria. Isso ocorre em função dos parâmetros de resistência do solo, que resultaram em uma tensão admissível da ordem da metade da tensão admissível da areia.

Para os parâmetros de resistência adotados para os dois cenários de solo, o deslizamento e a ruptura global não governaram nenhuma análise de estabilidade. Isso pode ser distinto para outros parâmetros, o que reforça a importância da confiabilidade dos parâmetros utilizados em situações reais.

6.3 Geossintéticos

Tratando-se dos materiais utilizados como reforço, geogrelhas e geotêxteis, é possível observar que as geogrelhas apresentam maiores resistências a tração, podendo assim alcançar maiores alturas de muro. Para este fato, tem-se a influência dos fatores de redução, principalmente o de fluência em tração, o qual trata das deformações dos geossintéticos, e que apresenta um valor cerca de 4 vezes maior para geotêxteis comparado às geogrelhas. Isso demonstra que o geotêxtil apresenta maiores deformações, reduzindo significativamente a resistência do mesmo e restringindo seu uso para maiores alturas, como pode ser observado para as Situações Híbridas 11 e 12 (Tabela 5 e Tabela 6).

No que diz respeito a estabilidade interna, nota-se que o reforço sofre maior tensão de ruptura nas camadas mais inferiores da estrutura, localizadas imediatamente acima do embutimento, sendo esta solicitação reduzida à medida que se analisam as camadas mais superiores. Isso se deve ao fato de que há uma redução de tensões devido a menor massa de solo atuante em camadas situadas em maiores alturas, fazendo com que estas, sofram menores solicitações à ruptura do reforço presente.

Sob outra perspectiva, constata-se que as camadas localizadas a maiores alturas nas estruturas são as mais solicitadas ao arrancamento do reforço. A explicação disso, está no fato de que pela geometria, a cunha de ruptura parte exatamente do pé do muro, acima do embutimento, configurando uma superfície plana e inclinada, fazendo com que o comprimento de ancoragem diminua gradativamente a cada camada à medida que aumenta a altura da estrutura. Com isso, a última camada mais superior apresenta menor resistência ao arrancamento e menor fator de segurança, sendo a situação mais crítica para esta análise.

6.4 Análise financeira

Com relação a comparação financeira entre as propostas de estruturas reforçadas com geossintéticos e com terra armada, foi possível visualizar que para os mesmos comprimentos de reforços, divergem os valores das estruturas, tendo em vista a face utilizada. Sendo assim, verifica-se que a terra armada apresenta vantagem econômica sobre uma ECSR com geogrelha e face de bloco de concreto, porém é economicamente inferior quando comparada a mesma estrutura quando o faceamento é executado em tela soldada.

Observou-se que solos reforçados com geotêxteis, ou até mesmo híbridos, apresentam valores significativamente menores do que os que possuem como reforço somente a geogrelha. Este fato ocorre devido ao custo do geotêxtil ser cerca de 1,5 vezes inferior ao da geogrelha para as maiores resistências de geotêxteis, chegando até cerca de 3 vezes inferior para as menores.

Por fim, dentre as situações de faceamento, verifica-se que a face auto-envelopada é a opção economicamente mais viável. Porém, deve-se atentar ao fato de que todos os produtos geossintéticos são suscetíveis aos raios ultravioletas emitidos pelo sol, com exceção daqueles fabricados a partir do polímero PEAD (Polietileno de Alta Densidade). Isso significa que a incidência direta desses raios na estrutura sem uma devida proteção do material exposto no paramento tende a quebrar sua cadeia polimérica, ocasionando seu enrijecimento e diminuindo sua resistência. Todos esses fatores resultam na degradação da face e contribuem para a diminuição de sua vida útil. Com o intuito de prevenir tal degradação, deve-se executar sobre o seu faceamento uma proteção específica, como concreto projetado, aumentando assim o custo do emprego dessa solução. Além disso, soluções auto-envelopadas estão sujeitas ao vandalismo e não são esteticamente agradáveis, podendo também apresentar maiores deformações na face.

REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas **NBR 19286 Muros em solo mecanicamente estabilizados** – Especificação. Rio de Janeiro, 2016.

Das, B. M. **Fundamentos da engenharia geotécnica**. Tradução da 6ª ed. americana. São Paulo: Thomson Editora, 2007. 559p.

Ehrlich, M.; Becker, L. **Muros e taludes de solo reforçado**. São Paulo, Editora Oficina de Textos, 2009. 126p.

Geosoluções. Disponível em: <<https://www.geosolucoes.com/>>. Acesso em: 24 jul. 2017.

Mitchel, V. e Villet, W. (1987) **Reinforcement of earth slopes and embankments**. National Cooperative Highway Research Program Report n.290, 162 p.

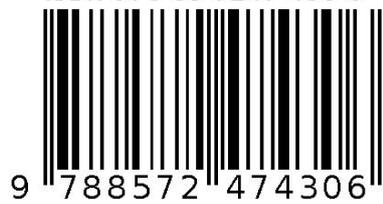
Peralta, F. N. G. **Comparação de Métodos de Projeto para Muros de Solo Reforçado com**

Geossintéticos. 2007, 162 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

Tonus, B. P. A. (2009) **Estabilidade de taludes: avaliação dos métodos de equilíbrio limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da serra do mar paranaense.** Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, 147 p.

Vertematti, J. C. **Manual brasileiro de geossintéticos.** 2. ed. São Paulo: Blucher, 2015. 570p.

Agência Brasileira do ISBN
ISBN 978-85-7247-430-6



9 788572 474306