



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

ESTUDOS DA ÁGUA E SEDIMENTOS NA BACIA DO RIO UBERABINHA EM UBERLÂNDIA - MG

Maria da Graça Vasconcelos

Universidade Federal de Uberlândia, Instituto de Ciências Agrárias
Uberlândia - MG

Luiz Alfredo Pavanin

Universidade Federal de Uberlândia, Instituto de Química
Uberlândia - MG

Erich Vectore Pavanin

Universidade Federal de Uberlândia, Instituto de Geografia
Uberlândia - MG

RESUMO: O desenvolvimento das atividades antrópicas e o adensamento populacional, urbano e rural, provocam mudanças na quantidade e qualidade da água dificultando a gestão dos recursos hídricos. Para cada uso preponderante da água, existe uma qualidade requerida, segundo a padronização proposta pela legislação vigente. Esse estudo teve o objetivo de avaliar parâmetros da qualidade da água do Rio Uberabinha, Uberlândia - MG, baseando-se no Índice de Qualidade da Água - IQA e na caracterização química dos sedimentos. Foram realizadas quatro amostragens em diferentes épocas do ano, com cinco pontos de avaliação. O primeiro ponto à montante do perímetro urbano da cidade; o segundo, terceiro e quarto na área urbana e o quinto a jusante do município. Para água avaliou-se: temperatura,

pH, cor, turbidez, dureza total, fluoretos, fosfato, cloretos, nitratos, nitritos, nitrogênio amoniacal, sulfatos, sulfetos, cloro residual, surfactantes, oxigênio dissolvido, sólidos dissolvidos, DQO, DBO, bário, coliformes totais e fecais. O IQA calculado foi comparado com os valores da legislação. Para os sedimentos avaliou-se: sólidos fixos, voláteis, alumínio, cádmio, cálcio, chumbo, cobre, cromo, ferro, manganês, potássio, sódio, zinco, matéria orgânica, carbono total, pH, granulometria. Valores obtidos para concentrações de cádmio, chumbo, cobre, cromo, zinco foram comparados com os Valores Guias da Qualidade de Sedimentos - VGQS, internacionais e nacionais. Os três últimos pontos apresentaram parâmetros superiores aos da Resolução CONAMA nº 357, Água Doce Classe 2. DBO, concentração de ferro, sulfetos, surfactantes são parâmetros, que conduziram ao resultado. O IQA apresentou Qualidade Ruim nas amostras de água nos dois últimos pontos de coleta.

PALAVRAS CHAVE: Qualidade da Água, Caracterização de sedimentos, Sub-bacia Rio Uberabinha.

WATER AND SEDIMENT STUDIES IN THE UBERABINHA RIVER BASIN IN UBERLÂNDIA - MG

ABSTRACT: The development of anthropic

activities and the population densification, urban and rural, cause changes in water quantity and quality hindering the management of this resource. For each major use of water, there is a required quality, according to standardization proposed by law. This study aimed to evaluate the parameters of the Uberabinha water quality, Uberlândia - MG, based on the Water Quality Index - WQI and chemical characterization of sediments. Four samplings were carried out at different times of the year, with five evaluation points. The first point is upstream of the urban perimeter of the city; the second, third and fourth are in the urban area and the fifth is downstream of the city. For water it was evaluated: temperature, pH, color, turbidity, total hardness, fluoride, phosphate, chlorides, nitrates, ammoniacal nitrogen, sulfates, sulfides, residual chlorine, surfactants, dissolved oxygen, dissolved solids, COD, BOD, barium, total and fecal coliforms. The calculated WQI was compared with the values of the legislation. For the sediments it was evaluated: fixed solids, volatile, aluminum, cadmium, calcium, lead, copper, chromium, iron, manganese, potassium, sodium, zinc, organic matter, total carbon, pH, granulometry. Values obtained for concentrations of cadmium, lead, copper, chromium and zinc were compared with the Values of Sediment Quality Guidelines - SQVG, international and national. The last three points presented parameters superior to those of CONAMA Resolution nº 357, Fresh Water Class 2. BOD, iron concentration, sulfides, surfactants are parameters, which led to the result. The WQI presented Bad Quality in the water samples in the last two points of collection.

KEYWORDS: Water Quality, Sediment Characterization, Rio Uberabinha Sub-basin.

1 | INTRODUÇÃO

A escassez e o desperdício da água doce representam uma séria e crescente ameaça ao desenvolvimento sustentável e à proteção dos ecossistemas naturais. Estima-se que mais de um bilhão de pessoas no mundo sofra com escassez de água e que esta situação tende a se agravar ainda mais. A falta de adequação do uso da água em relação à disponibilidade existente em cada região tem causado muitas preocupações, pois as condições de deterioração da qualidade e redução da oferta caminham no sentido contrário às demandas crescentes nas atividades humanas (COSTA, et al., 2007).

Segundo a Agência Nacional de Águas - ANA (2012), o monitoramento da qualidade das águas superficiais juntamente com a caracterização dos sedimentos é indispensável para a gestão dos recursos hídricos, permitindo analisar a predisposição da bacia hidrográfica além de ser essencial ao gerenciamento das bacias, facilitando o planejamento das estratégias de manejo e a preservação dos recursos naturais.

A implementação de políticas públicas relacionadas ao meio ambiente tem o respaldo do programa de monitoramento da qualidade das águas, tanto no que diz respeito à necessidade de medidas corretivas e mitigadoras, quanto no que se refere aos limites de concentração industrial ou ao ordenamento territorial e da produção no

campo. Assim, os dados de monitoramento de qualidade das águas constituem uma das dimensões indispensáveis à correta contextualização da tomada de decisões na gestão do meio ambiente.

O monitoramento da qualidade das águas superficiais e subterrâneas de Minas Gerais é realizado pelo Instituto Mineiro de Gestão das Águas - IGAM no Projeto Águas de Minas. O programa disponibiliza uma série histórica da qualidade das águas no Estado e gera dados para o gerenciamento dos recursos hídricos. Nesse projeto, a parte mineira da bacia hidrográfica do Rio Paranaíba é dividida em três Unidades de Planejamento e Gestão de Recursos Hídricos - UPGRH. Sendo PN2, a unidade relativa à Sub-bacia do Rio Araguari, que tem como um dos principais afluentes o Rio Uberabinha. Na UPGRH-PN2 - duas estações de amostragem estão situadas no Rio Uberabinha. Sendo a estação PB022 a montante da cidade e a PB023 a jusante (IGAM, 2010). Sendo que, nenhuma informação é disponibilizada em relação à qualidade da água do rio, quando o mesmo percorre a cidade.

2 | OBJETIVO

O desenvolvimento dessa pesquisa teve como objetivo caracterizar as alterações espaciais e temporais das condições e padrões de qualidade da água e sedimentos do Rio Uberabinha, ao percorrer a cidade de Uberlândia - MG. Visando contribuir para a fixação e controle de metas, pelo poder público, para promover a melhoria da qualidade da água nessa sub-bacia. Dessa forma, espera-se contribuir para que a distribuição da água seja mantida em tempos futuros, para a população que dela usufrui.

3 | MÉTODOS E MATERIAIS

Área de estudo

A sub-bacia do Rio Uberabinha está localizada no Triângulo Mineiro, nos municípios de Uberaba, Uberlândia e Tupaciguara, entre as coordenadas geográficas 18° 36' a 19° 21' S e 47° 51' a 48° 33' W. O Rio Uberabinha, nasce na porção norte do município de Uberaba, a quase 1000 m de altitude, atravessa o município de Uberlândia e área urbana no sentido SE - NO, conforme Figura 1 e deságua no rio Araguari, tendo sua foz em 550 m de altitude, fazendo a divisa entre os municípios de Uberlândia e Tupaciguara. A área total da sub-bacia hidrográfica do Rio Uberabinha é de aproximadamente 2000 km², possuindo em torno de quarenta e nove afluentes (SEPLAMA, 2013).



Figura 1. Rio Uberabinha no Município de Uberlândia - M.G.

Fonte: Vasconcelos, M.G. 2012.

No desenvolvimento da pesquisa foi elaborado um plano experimental de amostragem de água e sedimentos. Para a definição dos cinco locais de coleta, procurou-se identificar as áreas que caracterizam as condições naturais de escoamento das águas e as principais interferências antrópicas, relacionadas às atividades industriais, a ocupação agrícola e as descargas de efluentes.

O primeiro ponto de amostragem foi escolhido à montante do perímetro urbano da cidade de Uberlândia, com coordenadas geográficas (P1): 18°59'14,2"S e 48°12'40,2"W. O segundo, terceiro e quarto pontos dentro da área urbana, com coordenadas geográficas (P2): 18°55'46,4"S e 48°17'38,8"W, (P3): 18°54'16,8"S e 48°18'36,3"W, (P4): 18°53'26,1"S e 48°19'09,1"W, respectivamente. O quinto ponto de amostragem, distante 26.961 metros do primeiro ponto, localiza-se nas coordenadas geográficas (P5): 18°52'39"S e 48°20'23,7"W.

Procedimentos experimentais

Após as coletas, as amostras de água e de sedimentos foram conservadas em caixas isotérmicas refrigeradas e levadas para serem analisadas nos Laboratórios do Instituto de Química da Universidade Federal de Uberlândia.

As amostras de água foram coletadas com base nas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT e analisadas segundo *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*. Nas amostras de água foram avaliados os seguintes parâmetros: temperatura, pH, cor, turbidez, dureza total, fluoretos, cloretos, nitratos, nitritos, nitrogênio amoniacal, sulfatos, fosfatos, sulfetos, cloro residual, surfactantes, sólidos totais dissolvidos, oxigênio dissolvido, DQO, DBO. As concentrações de alumínio, cádmio, cálcio, chumbo, cobre, cromo, ferro, manganês, potássio, selênio, sódio e zinco nas amostras de água foram obtidas utilizando-se Espectrometria de Absorção Atômica por Chama (VASCONCELOS, 2012).

Como apoio na interpretação das informações e, especialmente, como uma forma de traduzir e divulgar a condição de qualidade prevalecente nas águas do Rio

Uberabinha, foi adotado nessa pesquisa o Índice de Qualidade de Águas - IQA. Nessa proposta foi adotada a metodologia do IQA multiplicativo, com o Índice de Qualidade de Água, variando de 0 a 100, por ser a mesma metodologia adotada pelo Instituto Mineiro de Gestão das Águas - IGAM, no Projeto Águas de Minas.

Nas amostras de sedimentos adotou-se o procedimento de coletar três amostras, num mesmo ponto, sendo as amostras recompostas em uma única (CARVALHO, 2000). Os parâmetros analisados para as amostras de sedimentos foram os sólidos fixos e os sólidos voláteis. Sendo a técnica de espectrometria de absorção atômica utilizada na análise dos parâmetros: alumínio, cálcio, cádmio, chumbo, cobre, cromo, ferro, manganês, potássio, sódio e zinco.

A determinação da qualidade dos sedimentos no Rio Uberabinha, a interpretação ambiental dos valores de metais e sua possível relação com efeitos adversos à biota foram possíveis comparando-se o resultado dessas análises com valores previamente determinados e denominados de Valores Guia de Qualidade de Sedimentos - VGQS. Dentre os vários critérios internacionais de qualidade de sedimentos existentes, nessa pesquisa foram utilizados os apresentados por MacDonald et al. (2003), para cádmio, chumbo, cobre, cromo e zinco. Os resultados das análises de sedimentos foram também comparados com os valores orientadores nacionais estabelecidos pela Resolução CONAMA nº 460/2013 para solos e pela Resolução CONAMA nº 454/2012 para material a ser dragado, na falta de uma legislação específica para sedimentos.

4 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nas amostras de água, não se constatou concentrações superiores aos valores estabelecidos na resolução para os metais analisados: cádmio, chumbo, cobre, cromo e zinco. Os valores do IQA médio foram calculados, sendo os valores apresentados na Tabela 1.

PARÂMETROS	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Ponto 5
Oxigênio dissolvido (mg/L)	4,8	4,2	4,4	4,0	4,0
OD (% OD _{Sat})	58,72	51,66	54,57	50,13	50,31
Coliformes fecais (NMP/100 mL)	11000	2100	280	150	110
pH	5,5	5,5	5,5	5,4	5,5
DBO (mg/L)	3,228	4,518	30,50	43,0	78,25
Nitratos (mg/L NO ₃)	0,456	0,520	1,409	2,218	3,430
Fosfatos (mg/L PO ₄)	0,029	0,071	0,048	0,060	0,090
Variação temperatura (°C)	21,75	22,00	22,31	22,75	22,88
Turbidez (UNT)	12,00	17,50	25,25	27,75	42,50
Sólidos totais (mg/L)	32,25	25,50	40,25	42,0	43,75
Cloreto (mg/L)	3,39	4,49	22,61	33,77	41,86
IQA	56	54	51	50	48
Nível de qualidade	Médio	Médio	Médio	Ruim	Ruim

Tabela 1. Resultados obtidos no cálculo do IQA médio para os cinco pontos de amostragem.

A diminuição do IQA médio de montante a jusante do município fica evidenciada nesses resultados.

Os parâmetros inorgânicos investigados nas amostras de água foram comparados com os valores estabelecidos na Resolução do CONAMA N° 357/2005. Valores superiores aos da legislação foram observados para a DBO, nitrogênio amoniacal, surfactantes, sulfeto, alumínio e ferro, conforme apresentado na Figura 2.

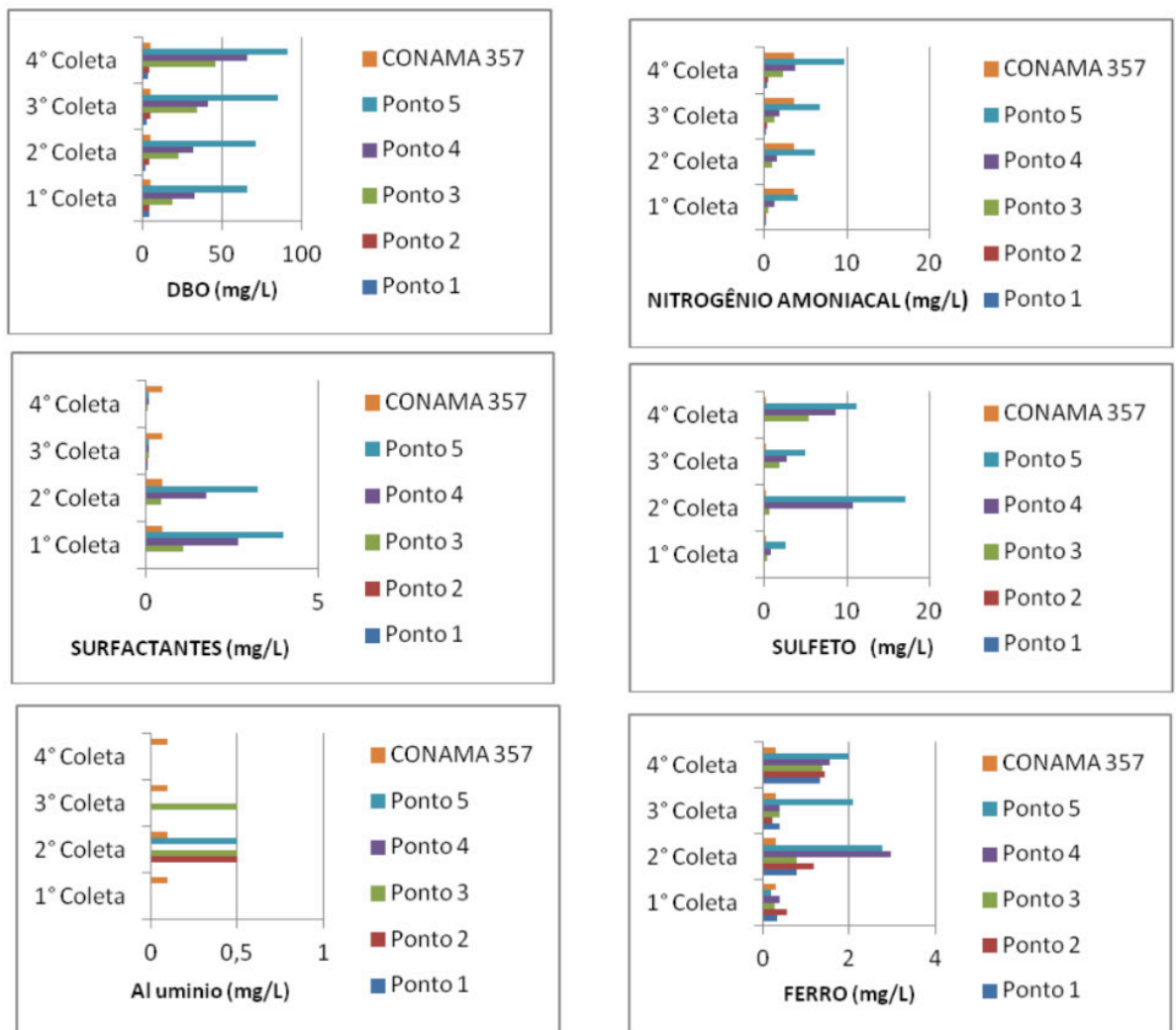


Figura 2. Comparação dos parâmetros obtidos nos cinco pontos de amostragem, nas quatro coletas realizadas, com valores estabelecidos na Resolução CONAMA 357/2005, para Águas Doces Classe 2.

Os principais parâmetros de contaminação das amostras de água coletadas, como o alumínio, o ferro, o sulfeto, o nitrogênio amoniacal e surfactantes, não fazem parte dos parâmetros elencados para o cálculo do IQA. Valores elevados da concentração de coliformes foram observados em todos os pontos de amostragem desse estudo.

Nas amostras de sedimentos as concentrações de cádmio, chumbo, cobre, cromo e zinco foram comparadas com os Valores Guia de Qualidade de Sedimentos -

VGQS internacionais e nacionais, conforme as Tabelas 2 e 3.

Parâmetros (mg/kg)	Coletas Ponto 1				Coletas Ponto 2				Coletas Ponto 3			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Alumínio	10021	6547	2672	76,0	25326	5308	4285	67,9	8376	3125	10220	87,30
Ferro	15193	28341	2329	13705	14151	2233	6867	21597	10592	11747	35528	33578
Manganês	179,3	82,15	75,94	3035	322,6	71,23	109,5	3587	278,3	93,33	455,8	4415
Cádmio	0,08	0,03	0,26	0,46	0,15	0,013	0,29	0,24	0,20	N.D.	0,99	0,19
Chumbo	11,81	7,83	5,12	5,84	23,44	11,64	8,40	8,37	10,86	8,65	22,81	8,46
Cobre	22,60	19,31	6,82	18,00	38,38	15,82	11,94	25,10	42,48	11,21	37,92	22,50
Cromo	10,41	5,07	6,96	10,60	19,36	4,03	12,80	11,40	8376	3125	10220	87,30
Zinco	28,89	26,88	11,37	21,70	64,65	25,11	17,87	22,50	10592	11747	35528	33578

Tabela 2. Resultado das análises das amostras de sedimentos, nas quatro coletas realizadas no Rio Uberabinha, nos três primeiros pontos.

Parâmetros (mg/kg)	Coletas Ponto 4				Coletas Ponto 5				CONAMA 454	
	1	2	3	4	1	2	3	4	Nível 1	Nível 2
Alumínio	14047	16049	10758	80,50	11930	23193	6243	111,6	–	–
Ferro	10921	29023	16659	40645	15566	2863	22650	38883	–	–
Manganês	151,0	112,5	365,9	4179	119,8	173,9	241,6	4720	–	–
Cádmio	0,09	N.D.	0,89	0,12	0,06	0,015	0,52	0,05	0,6*	3,5**
Chumbo	13,06	20,11	21,21	9,00	14,80	19,60	13,63	9,35	35*	91,3**
Cobre	35,39	22,89	37,00	25,40	48,02	42,88	24,59	29,30	35,7*	197**
Cromo	12,58	8,49	35,71	14,25	15,90	14,68	15,21	12,41	37,3*	90**
Zinco	60,64	4,73	58,49	28,10	76,62	5,45	33,85	27,40	123*	315**

Tabela 3. Resultado das análises das amostras de sedimentos, nas quatro coletas realizadas no Rio Uberabinha, nos dois últimos pontos.

VGQS Canadenses: * valores do TEL ** valores do PEL

Os valores das concentrações dos metais cádmio, chumbo, cobre, cromo e zinco não excederam ao valor limite superior de nenhuma das referências pesquisadas, nas quatro coletas realizadas, nos cinco pontos avaliados. As Figuras 3, 4, 5, 6 e 7 apresentam os resultados obtidos, comparados com os VGQS Canadenses e com Valores de Referência.

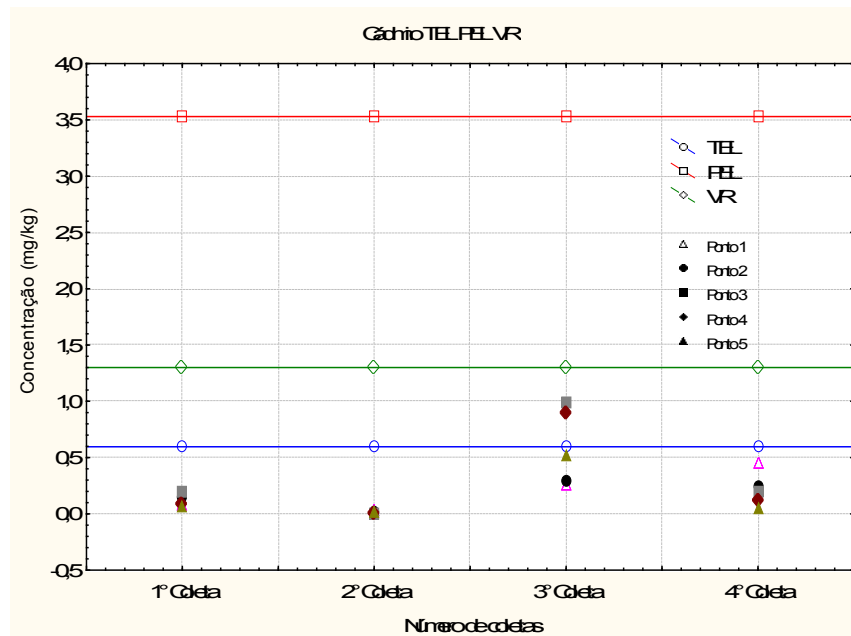


Figura 3. Comparação da concentração de cádmio das amostras de sedimento com os valores de TEL-PEL e com o valor de referência.

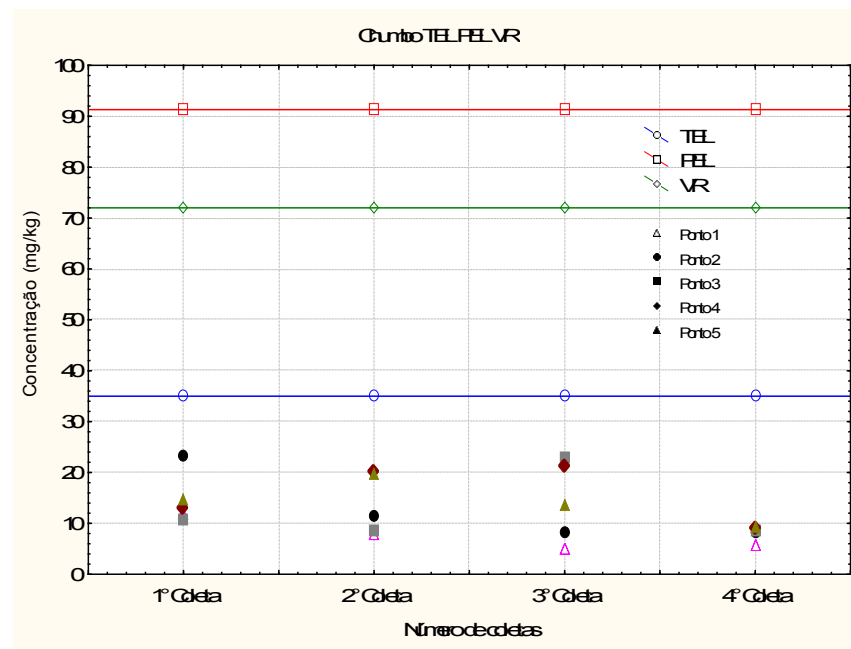


Figura 4. Comparação da concentração de chumbo das amostras de sedimento com os valores de TEL-PEL e com o valor de referência.

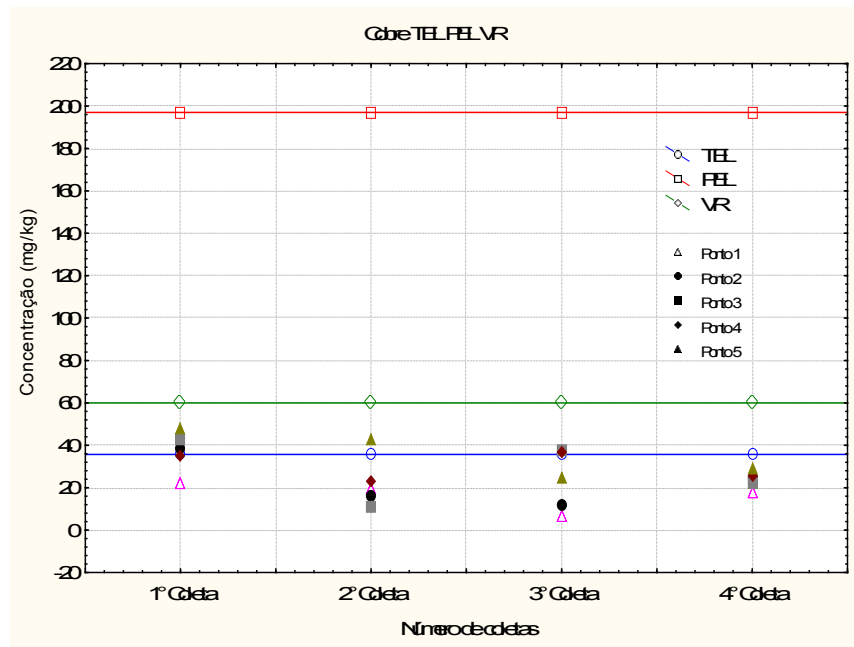


Figura 5. Comparação da concentração de cobre das amostras de sedimento com os valores de TEL-PEL e com o valor de referência.

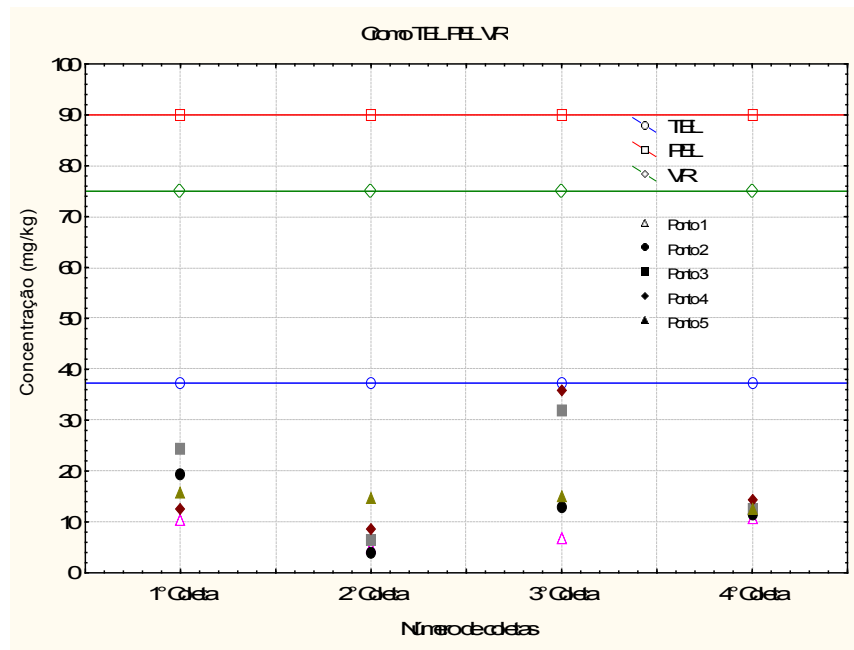


Figura 6. Comparação da concentração de cromo das amostras de sedimento com os valores de TEL-PEL e com o valor de referência.

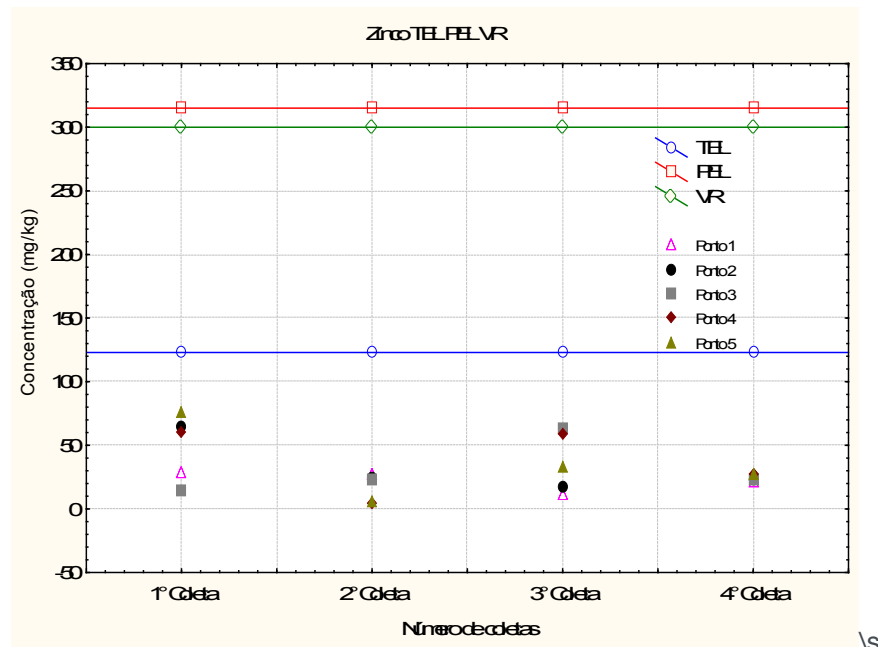


Figura 7. Comparação da concentração de zinco das amostras de sedimento com os valores de TEL-PEL e com o valor de referência.

Os resultados foram comparados com os Valores Orientadores de Referência de Qualidade - VRQ da Resolução CONAMA nº 454 de 2012, para material dragado, por não ter legislação nacional específica para sedimentos.

A Figura 8 apresenta o dendrograma obtido com os resultados das análises de sedimentos.

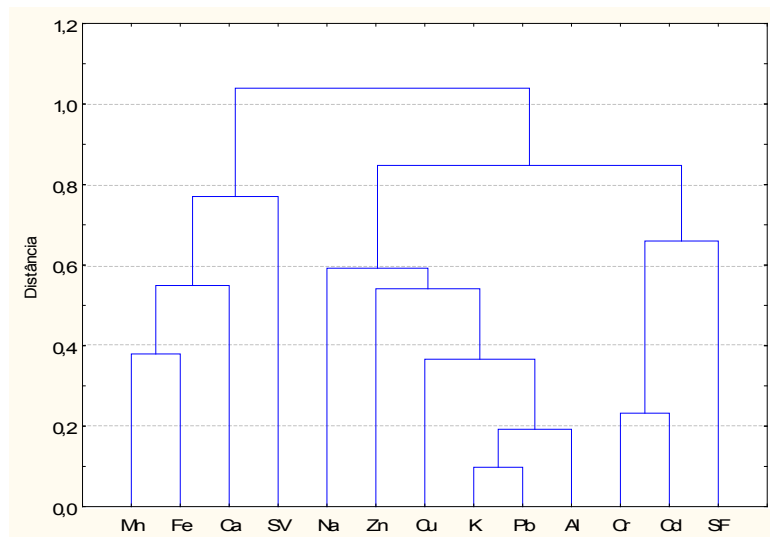


Figura 8. Dendrograma dos parâmetros analisados nas amostras de sedimento, usando o método UPGA - Unweighted Pair Group Average - com o algoritmo de agrupamento de dados e correlação de Pearson como similaridade.

A realização de um corte imaginário no gráfico, representado por uma linha horizontal na distância correspondente ao valor 0,8 observa-se a existência de três grupos homogêneos distintos.

O primeiro formado pelas variáveis: K, Pb, Al, Cu, Zn e Na, que pelas

características de similaridade estatística podem ser atribuídas a mesma fonte, originária das atividades antrópicas, que chegam ao rio por meio de lançamentos de efluentes. O segundo grupo formado pelas variáveis: Mn, Fe, Ca e SV que também mantém similaridade estatística pode ter característica natural, atribuída a composição das rochas na região. O terceiro grupo constituído pelas variáveis Cr, Cd e SF, que também mantem similaridade estatística, podem ter uma fonte de contaminação comum pelas atividades antrópicas.

5 | CONCLUSÕES

Nas amostras de sedimentos, assim como nas amostras de água, também foram observadas elevadas concentrações de alumínio e ferro nos pontos de amostragem. Em relação ao alumínio, os valores obtidos apresentaram-se elevados nas três primeiras coletas, decaindo significativamente na quarta coleta. Interessante ressaltar, que essa mesma tendência também foi observada nas amostras de água, confirmando a interação do contaminante entre as amostras de água e sedimentos.

O quinto ponto de amostragem, a jusante do município, foi o que apresentou a maior quantidade de parâmetros acima do valor estabelecido. A concentração de nitrogênio amoniacal obtida nas amostras de água foi maior do que o valor estabelecido pela resolução, no quinto ponto de amostragem em todas as campanhas realizadas, promovendo o enquadramento da água do Rio Uberabinha neste trecho analisado em Classe 3 como estabelecido pela legislação.

A concentração de ferro encontrada nas amostras de água foi superior ao valor estabelecido para o enquadramento das águas doces de Classe 2, na maioria dos pontos amostrados em todas as campanhas realizadas. Enquanto que a concentração de alumínio no segundo, terceiro e quinto pontos de amostragem, na segunda e terceira campanhas, foi superior ao valor estabelecido para águas doces Classe 3. Foram observadas elevadas concentrações de alumínio e ferro nos pontos de amostragem. Em relação ao alumínio, os valores obtidos apresentaram-se elevados nas três primeiras campanhas, decaindo significativamente na quarta campanha.

Em relação aos dados encontrados nessa pesquisa, a contaminação das águas do Rio Uberabinha pelo uso e ocupação do solo na cidade de Uberlândia fica evidenciada. Podendo-se constatar que os três últimos pontos de coleta foram os que apresentaram parâmetros com valores superiores aos estabelecidos pela Resolução nº 357/2005 do CONAMA, para água doce Classe 2.

Resultados dos tratamentos estatísticos demonstraram que as variações nos parâmetros analisados, para as amostras de sedimentos, foram mais significativas para as avaliações espaciais do que temporais. A utilização da análise multivariada, nessa pesquisa, permitiu associar os contaminantes das amostras de sedimentos em agrupamentos diferenciados, em que as variáveis analisadas formam grupos por similaridade estatística, se reunindo em fatores.

Diante dessas constatações é muito importante dar continuidade a essa pesquisa e manter o monitoramento desse corpo d'água, esperando-se que ações efetivas sejam tomadas, pelo poder público, para que o processo de degradação seja interrompido, garantindo a preservação da qualidade da água, desse importante rio para a região.

REFERÊNCIAS

ANA. Agência Nacional de Águas. **Panorama da Qualidade das Águas Superficiais do Brasil 2012**. Brasília, 2012. ANA. 264p.

BRASIL. Leis, decretos. **Resolução CONAMA nº 357 de 17/03/2005**. Brasília - DF. Diário da União nº. 53, de 18 de março de 2005, p. 58-63.

BRASIL. Leis, decretos. **Resolução CONAMA nº. 460, de 30/12/2013**. Brasília/DF. Diário da União nº 253, de 31 de dezembro de 2013, p. 153.

BRASIL. Leis, decretos. **Resolução CONAMA nº. 454 de 01/11/2012**. Brasília/DF. Diário da União, de 08 de novembro de 2012, p. 66.

CARVALHO, N. O.; FILIZOLA JR, N. P.; SANTOS, P. M. C.; LIMA, J. E. F. W. **Guia de Práticas Sedimentométricas**. Brasília. 2000. ANEEL. 132 p.

COSTA, F. P. M; DUARTE, W. de O.; NISHIYAMA, L. **Mapa das Permeabilidades do Solo da Bacia do Rio Uberabinha Elaborado a partir de Ensaios *In Situ***. 6º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica e Geoambiental. Uberlândia. 2007.

IGAM - Instituto Mineiro de Gestão das Águas. **Monitoramento da Qualidade das Águas Superficiais na Bacia do Rio Paranaíba**. Relatório anual 2009. Belo Horizonte. 2010. 278p.

MACDONALD D. D.; INGERSOLL C. G.; BERGER, T. A. **Development and Evaluation of Consensus - Based Sediment Quality Guidelines for Freshwater Ecosystems**. Archives of Environmental Contamination and Toxicology, 39:20-31. 2003.

SEPLAMA - Secretaria Municipal de Planejamento Urbano e Meio Ambiente de Uberlândia. **Banco de Dados Integrados**. 2013. V. 1.

VASCONCELOS, M. G. **Avaliação Integrada da Qualidade da Água do Rio Uberabinha - MG com Base na Caracterização Química dos Sedimentos e de Espécimes da Ictiofauna**. Tese Doutorado em Química - Programa Multi-institucional de Doutorado em Química da UFG/UFMS/UFU. 2012. 188 p.

BATIMETRIA E MEDIÇÃO DE VAZÃO NA BACIA DO RIO JI-PARANÁ - RO

Renato Billia de Miranda

Departamento de Hidráulica e Saneamento,
Universidade de São Paulo - USP
São Carlos, Brasil

Camila Bermond Ruezzen

Departamento de Hidráulica e Saneamento,
Universidade de São Paulo - USP
São Carlos, Brasil

Bruno Bernardo dos Santos

Departamento de Hidráulica e Saneamento,
Universidade de São Paulo - USP
São Carlos, Brasil

Frederico Fabio Mauad

Departamento de Hidráulica e Saneamento,
Universidade de São Paulo - USP
São Carlos, Brasil

RESUMO: Os levantamentos batimétricos em bacias hidrográficas fornecem informações de representação gráfica do relevo de fundo de cursos d'água e a quantificação do volume, área, cota e possíveis investigações das características físicas do sedimento. Sendo assim, este estudo teve como objetivo realizar o levantamento de dados em três seções topobatimétricas no rio Ji-Paraná, no Estado de Rondônia, entre os dias 23 a 25 de outubro de 2013. A pesquisa foi realizada na bacia do Ji-Paraná onde iniciou-se o processo de medição da vazão com o molinete hidrométrico

e após conhecida a largura do rio, estipulou-se a distância entre cada vertical. Na seção 1 foi possível encontrar uma profundidade média de 2,22 m, e uma descarga líquida de 645 m³/s. Para a seção 2 a média de profundidade foi de 1,57 m, e uma descarga líquida de 650,06 m³/s. E por fim a seção 3 apresentou a maior área e descarga líquida em comparação as outras seções com 949,15 m² e 675,25 m³/s, respectivamente. As informações fornecidas nesse estudo poderão ser utilizadas para comparações de mapas batimétricos em diferentes épocas, podendo assim acompanhar, avaliar e quantificar o depósito de sedimento nos cursos d'água.

PALAVRAS-CHAVE: Levantamentos Batimétricos. Bacias Hidrográficas. Descarga Líquida. Medição da Vazão.

BATIMETRY AND FLOW MEASUREMENT IN THE JI-PARANÁ RIVER BASIN - RO

ABSTRACT: The bathymetric surveys in river basins provide information on the graphical representation of the bottoms of watercourses and the quantification of the volume, area, dimension and possible investigations of the physical characteristics of the sediment. Therefore, this study aimed to perform data collection in three topobatimetric sections on

the Ji-Paraná river, in the State of Rondônia, between October 23 to 25, 2013. The research was carried out in the Ji-Paraná basin where the flow measurement process was started with the hydrometric windlass, known the width of the river, stipulated the distance between each vertical. In section 1 it was possible to find an average depth of 2.22 m, and a net discharge of 645 m³ / s. For section 2 the depth average was 1.57 m, and a net discharge of 650.06 m³ / s. Finally, section 3 presented the largest area and liquid discharge downstream compared to the other sections with 949.15 m² and 675.25 m³ / s respectively. The information provided in this study can be used for comparisons of bathymetric maps at different times, and can thus monitor, evaluate and quantify sediment deposition in water courses.

KEYWORDS: Bathymetric Surveys, Hydrographic Basins, Liquid Discharge. Flow Measurement.

1 | INTRODUÇÃO

O conhecimento das condições hídricas em bacias é uma ferramenta primordial no gerenciamento dos recursos hídricos frente ao desenvolvimento acelerado que o ecossistema vem enfrentando (TUCCI, HESPANHOL e NETTO, 2000). Desse modo, levantamentos batimétricos e determinação da vazão consiste em uma etapa essencial no processo de caracterização hidrológicas e da disponibilidade hídrica de uma bacia (CARVALHO et al., 2014).

Os levantamentos batimétricos em bacias hidrográficas fornecem informações de representação gráfica do relevo de fundo de rios, lagos, reservatórios ou mares, assim como a quantificação do volume, área, cota e possíveis investigações das características físicas do sedimento.

Logo o processo de medição de descarga líquida, mais comumente conhecido simplesmente por vazão, na área de estudo da Hidrometria, é entendido como todo o processo utilizado para determinar o volume de água que passa através de uma seção transversal do curso de água por unidade de tempo (SANTOS *et al.*, 2001).

Sabe-se que o estudo do regime hidrológico de um curso de água requer o conhecimento da variação da sua vazão ao longo do tempo. Porém, a medição diária da vazão de um corpo hídrico por processos diretos é, na maioria dos casos, um processo oneroso e de certa complexidade para ser realizado. Para adequar esta situação, normalmente opta-se pelo registro diário, realizado duas vezes ao dia ou continuamente no tempo, do nível da água do corpo de água, originando uma relação entre o nível de água e a vazão, cuja periodicidade de medição varia conforme necessidades locais e de projeto. Um dos métodos mais tradicionais para medição de vazão é por meio do molinete que relaciona as rotações da hélice com a velocidade de escoamento do fluído (MALDONADO, WENDLAND e PORTO, 2015).

Sendo assim este estudo teve como objetivo principal apresentar a metodologia e os resultados de levantamento de dados hidráulicos em três seções topobatimétricas

no rio Ji-Paraná, no Estado de Rondônia.

2 | METODOLOGIA

Nesta seção serão apresentadas informações referentes à área de estudo e principais equipamentos e metodologias. Como será possível observar, o trabalho consistiu em campanhas de campo para levantamento de dados em algumas seções topobatimétricas e processamento dos dados de campo para a determinação das descargas líquidas (vazões) das seções.

2.1 Área de estudo

A pesquisa foi realizada na bacia do Ji-Paraná (Figura 1), localizada no leste do estado de Rondônia. Este rio ao longo do seu curso recebe contribuições de outros cinco tributários principais: Urupá, Rolim de Moura, Jarú, Machadinho e Preto (KRUSCHE et al., 2005). A temperatura média de região é de 25 °C, e segundo a classificação de Köppen, no estado o clima predominante é do tipo Aw-clima tropical chuvoso com período seco bem definido, a média anual da precipitação pluviométrica varia entre 1.400 a 2.600 mm/ano, e nos meses de julho a agosto de 20 mm (SEDAM, 2010).

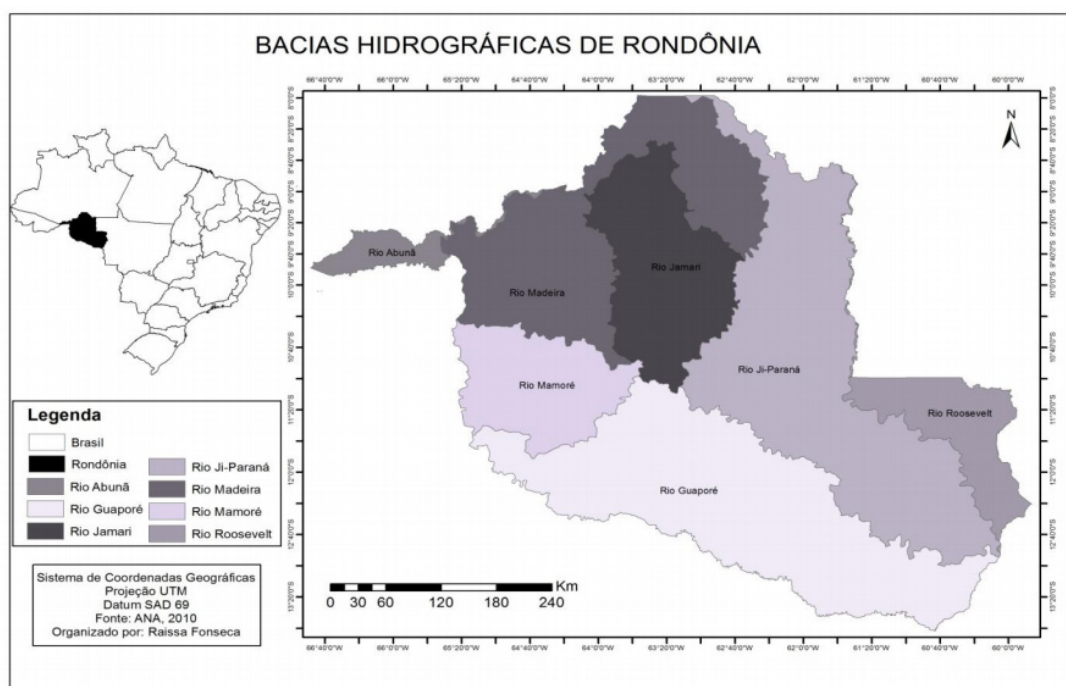


Figura 1: Mapa de localização da área de estudo na cidade de Ji-Paraná (Rondônia).

Fonte: Ferreira (2013).

2.2 Localização das seções topobatimétricas

Após uma análise prévia das características da área em questão, foram realizadas três seções topobatimétricas no rio Ji-Paraná (Rondônia) como pode ser observado na Figura 2.

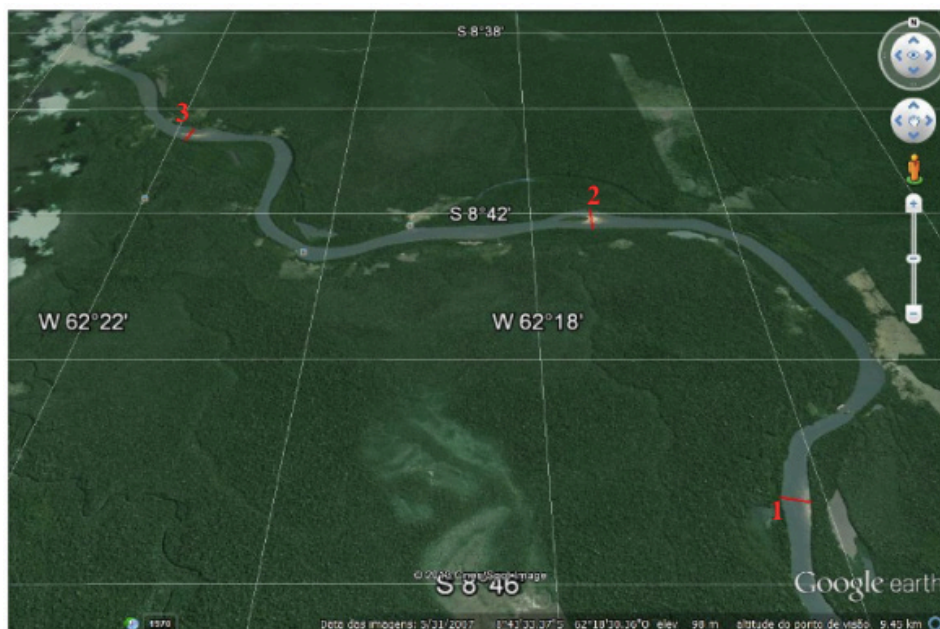


Figura 2: Localização das três seções topobatimétricas.

Fonte: Google Earth (2018).

A localização de cada seção topobatimétrica foi obtida a partir de um GPS de mão da marca Garmin® modelo Etrex. A seguir são detalhadas as coordenadas dos pontos iniciais (Pi) e finais (Pf) de medição de cada seção (Tabela 1).

Seções	Coordenada do Pi (Margem Esquerda)	Coordenada do Pf (Margem Direita)
1	580074.00 m E / 9032119.00 m S	580457.93 m E / 9032101.33 m S
2	578133.00 m E / 9037808.00 m S	578125.00 m E / 9038384.00 m S
3	569929.00 m E / 9040773.00 m S	570002.00 m E / 9041172.00 m S

Tabela 1: Coordenadas UTM no datum WGS84 (zona 20) da Seções 1 a 3.

2.3 Determinação da descarga líquida (vazão)

A vazão também pode ser expressa em função da velocidade do escoamento através da área da seção, o que é conhecido como Equação da Continuidade, e pode ser representada pela Equação 1.

$$Q = v.A$$

(Equação 1)

Em que:

Q: Vazão [m^3/s];

V: Velocidade do fluxo [m/s];

A = Área da seção [m^2].

A Equação 1 é mais amplamente utilizada na hidrometria considerando que os métodos de medição direta de vazão correspondem à medida de velocidade de fluxo associada à área de uma seção.

Antes de citar a metodologia para medição de vazão por molinete, cabe destacar a definição de algumas grandezas que são importantes para entendimento dos cálculos.

A área molhada é definida como a área da seção transversal ocupada pela água (Figura 3).

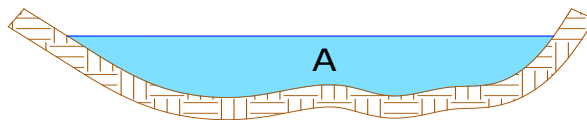


Figura 3: Área molhada.

A largura superficial (L) pode ser definida como o comprimento da linha horizontal de contorno da área molhada - interface água-ar (Figura 4).

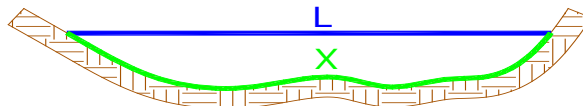


Figura 4: Perímetro molhado e largura superficial.

O ponto inicial (P_i) é o ponto localizado na margem do curso d'água, tomado como origem das distâncias horizontais da seção, geralmente materializado com um marco de concreto ou estaca. Já o ponto final (P_f) é o ponto localizado na margem oposta à do P_i , utilizado para o alinhamento da seção hidrométrica.

A vertical é considerada a linha imaginária, localizada na seção hidrométrica, e perpendicular à superfície livre, ao longo da qual são efetuadas as medidas de velocidade. A distância entre duas verticais (l) é a distância horizontal entre duas verticais consecutivas [m].

Já a profundidade da vertical (p) é a distância vertical entre a linha d'água e o leito do rio, tomada exatamente abaixo de uma vertical [m]. E a área entre duas verticais (a) é a extensão molhada delimitada por duas verticais consecutivas.

A Figura 5 ilustra alguns dos parâmetros citados anteriormente.

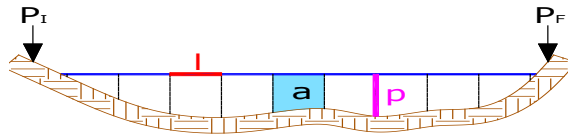


Figura 5: Ponto inicial e final, distância entre verticais, área entre verticais e profundidade da vertical.

2.4 Medição de vazão por molinete

Os molinetes são medidores da velocidade do escoamento no tubo de corrente onde estiverem inseridos. A Figura 6 ilustra os principais componentes deste equipamento.

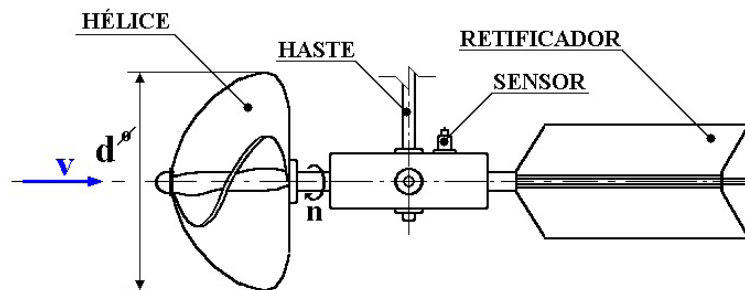


Figura 6: Principais componentes de um molinete hidrométrico de eixo horizontal

Fonte: SOUZA et al. (2005).

O princípio de funcionamento dos molinetes é relativamente simples. As hélices, ao girar, emitem impulsos elétricos, que são transformados em sinais sonoros ou registrados por contadores digitais. Cada sinal corresponde a uma rotação completa da hélice. As rotações são registradas ou contadas durante um período pré-definido (por exemplo, 40 segundos). Dividindo-se o número total de rotações pelo tempo, tem-se o valor em rotações por segundo (RPS).

Cada molinete, ao ser adquirido, é acompanhado de uma curva de calibragem e uma equação própria (Equação 2).

$$v = a \cdot n + b \quad (\text{Equação 2})$$

Em que:

v: velocidade [m/s];

n: número de rotações por segundo [RPS];

a e b: constantes do molinete.

Com isso, de posse do valor de n, obtém-se a velocidade no ponto considerado.

O perfil de velocidade em um rio não é uniforme, apresentando geralmente velocidade maior no centro do que nas margens. Da mesma forma, a velocidade é geralmente menor no fundo do rio do que na superfície. Então utilizar apenas uma medição de velocidade pode resultar em uma estimativa errada da velocidade média.

Portanto, para obter uma boa estimativa da velocidade média, mede-se a mesma em diversas seções verticais, e em vários pontos ao longo destas seções verticais. A Figura 7 representa uma seção de medição de largura “L” com as verticais indicadas e os pontos de medição.

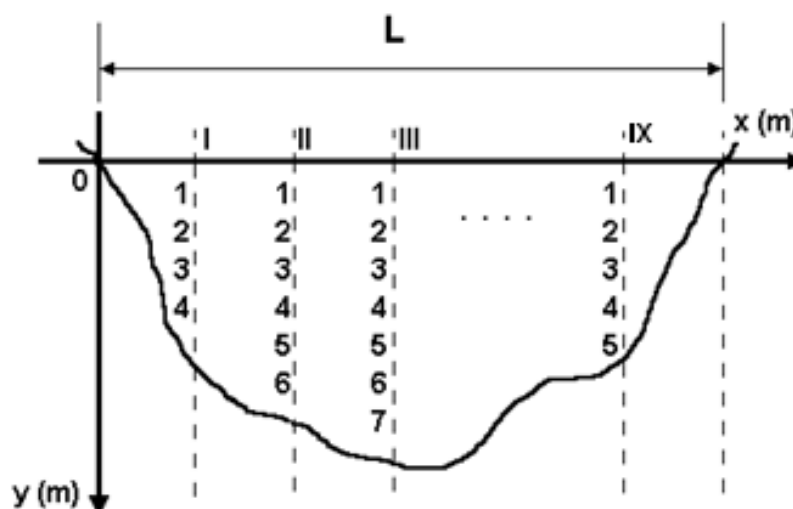


Figura 7: Exemplo de verticais e pontos de medição

Fonte: (SOUZA et al., 2005).

O processo de medição com o molinete hidrométrico inicia-se com o alinhamento exato da seção e a fixação da corda (ou cabo) graduada entre as margens. Desse modo, conhecida a largura do rio, estipula-se a distância entre cada vertical. A Tabela 2, adaptada de Santos *et al.* (2001), apresenta o número de pontos de medição em uma vertical de acordo com a profundidade do rio e a Tabela 3 apresenta o número de seções verticais recomendado conforme a largura do rio.

Profundidade (m)	Nº de pontos	Posição dos pontos
0,15 a 0,60	1	0,6p
0,60 a 1,20	2	0,2p e 0,8p
1,20 a 2,00	3	0,2p, 0,6p e 0,8p
2,00 a 4,00	4	0,2p, 0,4p, 0,6p e 0,8p
> 4,00	6	S, 0,2p, 0,4p, 0,6p, 0,8p e P

Tabela 2: Número e posição de medição na vertical recomendados de acordo com a profundidade do rio.

Fonte: Santos *et al.* (2001).

Largura do rio (m)	Distância das verticais (m)
< 3	0,3
3 a 6	0,5
6 a 15	1,0
15 a 30	2,0
30 a 50	3,0
50 a 80	4,0
80 a 150	6,0
150 a 250	8,0
> 250	12,0

Tabela 3: Distância recomendada entre verticais, de acordo com a largura do rio.

Fonte: Santos *et al.* (2001).

A Tabela 2 mostra que são recomendadas muitas medições na vertical, porém, frequentemente, as medições são feitas com apenas dois pontos na vertical, mesmo em rios com profundidade maior que 1,20 m. O motivo é que para realizar todas as medidas, requer muito tempo o que pode viciar estas medidas, visto que pode haver alterações no regime hidrológico durante o tempo de medidas.

A medição de vazão está baseada na medição de velocidade em muitos pontos. A integração do produto da velocidade da corrente pela área abrangida por esta corrente é a vazão do rio. Para isso, calcula-se a velocidade média da corrente para cada seção vertical e considera-se esta velocidade média com abrangência na área do perfil e áreas próximas a esta seção vertical.

A área de uma subseção é dada pela Equação 3.

$$A_i = p_i \left(\frac{(d_i + d_{i+1})}{2} - \frac{(d_{i-1} + d_i)}{2} \right) = p_i \left(\frac{d_{i+1} - d_{i-1}}{2} \right) \quad (\text{Equação 3})$$

Em que:

A_i : área de uma subseção;

i : vertical que está sendo considerada;

d_i : profundidade no ponto i ;

d : distância da vertical até a margem.

Desse modo, a vazão é obtida da integração do produto da velocidade pela área de uma subseção (Equação 4).

$$Q = \sum_{i=1}^N v_i \cdot A_i \quad (\text{Equação 4})$$

3 | RESULTADOS

3.1 Descarga líquida – Seção 1

Na Figura 8 pode-se observar o perfil batimétrico da seção transversal do ponto 1 onde foram encontradas as maiores profundidades na margem direita e menores na margem esquerda justificados pela presença de bancos de areia nessa respectiva margem.

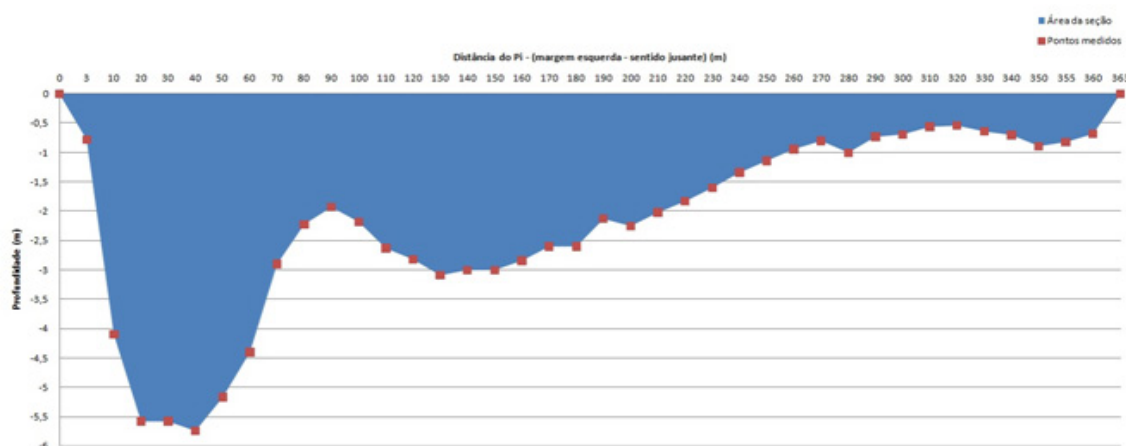


Figura 8: Perfil topobatimétrico da seção número 1.

A Tabela 4 apresenta os valores de profundidade e velocidade média da seção, bem como a área e descarga líquida total.

Parâmetros	Valores	Unidade
Profundidade média da seção	2,22	m
Largura da seção	363	m
Velocidade média	0,78	m/s
Área da seção	824,15	m ²
Descarga líquida	645,11	m ³ /s

Tabela 4: Parâmetros da Seção 1.

A profundidade média da seção foi de 2,22 m, com uma largura de 363 m, área de seção com 824,15 m² e uma descarga líquida de 645 m³/s.

3.2 Descarga líquida – Seção 2

Na Figura 9 está representado o perfil topobatimétrico da seção 2 onde foi possível encontrar um banco de areia que foi utilizado neste estudo para dividir esta seção em duas partes, e realizou-se medições em ambos os lados. A partir dos valores mensurados, referentes as áreas e velocidades, foi possível determinar descarga líquida desta seção.

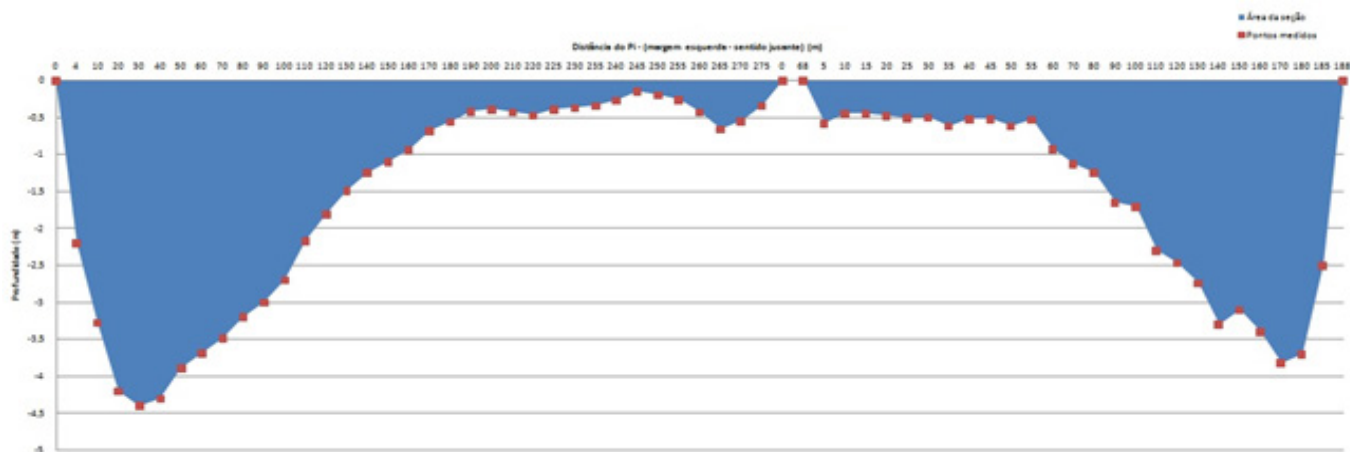


Figura 9: Perfil topobatimétrico da seção número 2.

Os valores de profundidade e velocidade média da seção, bem como a área e descarga líquida total são apresentados na Tabela 5.

	1º trecho	2º trecho	Total	Unidade
Profundidade média da seção	1,54	1,59	1,57	m
Largura da seção	275	185	460	m
Velocidade média	0,7478	0,8084	0,7781	m/s
Área da seção	500,82	340,88	841,69	m ²
Descarga líquida	374,5077	275,5507	650,0584	m ³ /s

Tabela 5: Parâmetros da Seção 2.

O primeiro trecho dessa seção apresenta maiores valores de largura, área e descarga líquida correspondente a 275 m, 500,82 m² e 374,5 m³/s respectivamente, enquanto para o trecho 2 foi encontrado maiores valores de profundidade com 1,59 m e velocidade com 0,81 m/s, resultando assim, em uma média de profundidade com 1,57 m, velocidade com 0,78 m/s e um total de largura com 460 m, com uma área de 841,69 m² e uma descarga líquida de 650,06 m³/s.

3.3 Descarga líquida – Seção 3

Na Figura 10 é apresentado o perfil da seção transversal número 3 conforme as características hidrodinâmicas do rio.

Pode-se analisar a partir desta figura que há uma redução de profundidade no leito do rio pelo acúmulo de sedimento na margem esquerda, que pode ser justificado pela dinâmica fluvial característica do rio, que devido a sua morfologia apresenta maiores velocidades na margem direita e menores na esquerda, resultando assim em acumulações de bancos de areia.

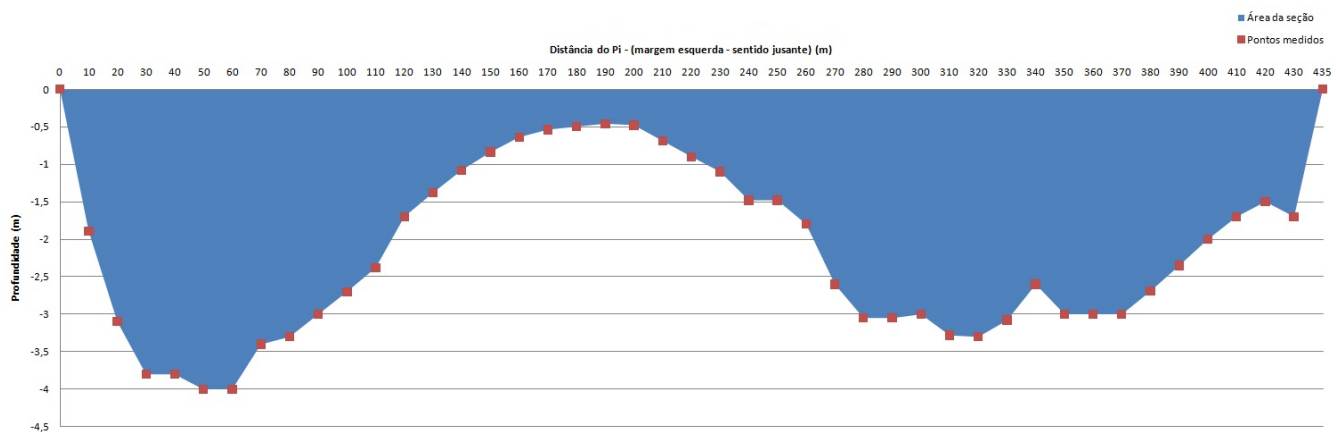


Figura 10: Perfil da seção topobatimétrica da seção número 3.

Os valores de profundidade e velocidade média da seção, bem como a área e descarga líquida total são apresentados na Tabela 6.

Parâmetros	Valores	Unidade
Profundidade média da seção	2,22	m
Largura da seção	435	m
Velocidade média	0,71	m/s
Área da seção	949,15	m ²
Descarga líquida	675,25	m ³ /s

Tabela 6: Parâmetros da Seção 3.

A profundidade média da seção 3 foi de 2,22 m coincidindo com mesmos valores da seção 1. A largura desta seção foi de 435 m, com uma velocidade média de 0,71 m/s, e entre todas as seções esta apresentou a maior área e descarga líquida a jusante com 949,15 m² e 675,25 m³/s, respectivamente.

Segundo Rocha (2014) ao analisar a hidrossedimentologia da bacia do Rio Ji-Paraná nos anos de 1992 a 2012 utilizando estações de monitoramento da ANA pôde encontrar para o posto da estação do Tabajara uma vazão média de 645,20 m³/s, assim como estatisticamente os dados demonstraram assimetria positiva o que indicou que grande parte da vazão se encontra entre 400 e 800 m³/s, coincidindo assim com os valores encontrados neste estudo.

O recurso hídrico por apresentar características dinâmicas na bacia hidrográfica, conseqüentemente sofrem com atividades desenvolvidas em sua área de drenagem resultando assim em problemas com a qualidade e quantidade de água disponível (PISSARA et al., 2008). Desta forma, ainda conforme Rocha (2014) o mesmo constatou também para esta a estação do Tabajara que devido a sua magnitude em relação a vazão, esperavam-se maiores concentrações de sedimentos, mas não foi encontrado variações significativas o que foi justificado devido a área ser de maior grau de preservação.

4 | CONCLUSÃO

Pode-se concluir que os levantamentos topobatimétricos forneceram informações condizentes com as características do curso d'água sendo encontradas menores vazões a montante com 645,11 m³/s na seção 1 e 650,06 m³/s na seção 2 e maiores vazões a jusante na seção 3 com 675,25 m³/s. As informações fornecidas nesse estudo poderão ser utilizadas para comparações de mapas batimétricos em diferentes épocas, podendo assim acompanhar, avaliar e quantificar o depósito de sedimento nos cursos d'água.

Por fim, por meio deste trabalho foi possível verificar a importância do monitoramento e gerenciamento de cursos d'água, para que se possa estabelecer um banco de dados que servirá de subsídio para planejamento das atividades na bacia assim como, na identificação de possíveis impactos ambientais e as influências que o mesmo pode estar sofrendo.

FONTE FINANCIADORA

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq).

REFERÊNCIAS

CARVALHO, R. R. et al. Monitoramento da vazão em rios da região sul do Amazonas. **Revista EDUCamazônia**, v.12, n. 1, 2014.

FERREIRA, R. F. **Avaliação da qualidade da água utilizada por produtores de polpa de fruta na região central de Rondônia**. 2013. 89 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Ambiental) - Universidade Federal de Rondônia, Ji-paraná, 2013.

GOOGLE EARTH, 2018. **Localização das três seções topobatimétricas**. Disponível em: <https://earth.google.com/web/@-8.9516907,-61.98963504,84.39813514a,3644.35190041d,35y,0.00000001h,44.98724381t,0r/data=Ck0aSxJDCiUweDkyMzUxZDQ0MjkwNjc0ODk6MHhiZTE0ZmRkYzQ5ZDI3YWwGVVYyBF-H4CHAlam9iLZjB0_AKghUYWJhamFyYRgBIAEoAg>. Acesso em: 25 de Jun. 2018.

KRUSCHE, A. V. et al. Efeitos das mudanças do uso da terra na biogeoquímica dos corpos d'água da bacia do rio Ji-Paraná, Rondônia. **Acta Amazônica**, n. 2, v. 35, 2005, p. 197- 205.

MALDONADO, L. H.; WENDLAND, E. C.; PORTO, R. M. Avaliação de métodos de baixo custo para medição de vazão em córregos. **Revista Ambiente e Água**, v. 10, n. 2, 2015.

MAUAD, F. F. (Coord.). **Programa de formação e treinamento: técnicas hidrométricas. Módulo 2: fluviometria. Desenvolvimento de material didático ou instrucional - Apostila de curso**, 2008.

PISSARRA, T. C. Análise das condições hidrológicas em bacias hidrográficas com diferentes uso e ocupação do solo. **Irriga**, v. 13, n. 4, p. 552- 565, 2008.

ROCHA, F. F. **Influência da mata ciliar no transporte de sedimentos na bacia do Rio Ji-Paraná**.

2014. 60 F. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Ambiental) – Universidade Federal de Rondônia, Ji-Paraná, 2014.

SANTOS, *et al.* **Hidrometria aplicada**. Curitiba: Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento, 2001.

SECRETARIA DE ESTADO DE DESENVOLVIMENTO AMBIENTAL. **Boletim climatológico de Rondônia- Ano 2010**. Porto Velho: COGEO/SEDAM, 2010. v. 12, p 89.

SOUZA, Z. *et. al.* **Hidrometria básica**. Itajubá: UNIFEI/ANA, 2005.

TUCCI, C. E. M.; HESPANHOL, I.; NETTO, O. M. C. Cenários da gestão da água no Brasil: uma contribuição para a “visão mundial da água. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 5, n. 3, 2000.

MONITORAMENTO DA ÁGUA SUBTERRÂNEA PARA ENSAIO DE PROVA DE CARGA EM SOLO BASÁLTICO

Daniel Russi

Universidade Federal de Mato Grosso do Sul,
FAENG/PGTA

Campo Grande, Mato Grosso do Sul

Sandra Garcia Gabas

Universidade Federal de Mato Grosso do Sul,
FAENG/PGTA

Campo Grande, Mato Grosso do Sul

Giancarlo Lastoria

Universidade Federal de Mato Grosso do Sul,
FAENG/PGTA

Campo Grande, Mato Grosso do Sul

RESUMO: Esse trabalho apresenta os resultados de caracterização de solo basáltico e o monitoramento do nível d'água em 2016 na Área experimental de geotecnia e hidrogeologia da Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (UFMS). Para caracterização geotécnica, foram executadas duas sondagens de simples reconhecimento, uma prova de carga, uma sondagem a trado manual e uma trincheira de amostragem. A amplitude máxima de variação do nível do lençol freático durante o período foi da ordem de dois metros onde os níveis estáticos medidos foram de 4,82 e 6,75 m no P1; 4,39 e 6,53 m no P2; 4,33 e 6,42 m no P3 e 5,12 e 7,25 m no P4.

PALAVRAS-CHAVE: Variação do nível freático, Ensaios de caracterização geotécnica,

Fundação superficial.

WATER TABLE MONITORING IN ORDER TO PERFORM PLATE LOADING TEST ON BASALTIC SOIL

ABSTRACT: This work presents the results of basaltic soil characterization and water table monitoring in 2016 at Experimental area of geotechnics and hydrogeology of the Federal University of Mato Grosso do Sul (UFMS). Geotechnical characterization tests were performed such as two standard penetration tests, one plate load test, one hand drilling auger and one sampling trench. The maximum amplitude of the water table variation during this period was about two meters and the static levels measured were 4.82 and 6.75 m at P1; 4.39 and 6.53 m at P2; 4.33 and 6.42 m at P3 and 5.12 and 7.25 m at P4.

KEYWORDS: Water table variation, Geotechnical characterization tests, Shallow foundation.

1 | INTRODUÇÃO

Várias pesquisas na área de geotecnia ambiental têm se voltado à busca de soluções que minimizem a degradação ao meio ambiente. Parte delas consiste no melhoramento de

características mecânicas do solo a partir da adição de elementos resultantes de atividades industriais e da construção civil, normalmente descartados no meio ambiente.

Este trabalho é parte de um estudo mais amplo, onde está sendo estudada a adição de resíduos da construção civil ao solo para melhorar a resistência mecânica para fundações superficiais. Está sendo desenvolvido na Área experimental de geotecnia e hidrogeologia da Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (UFMS), na cidade de Campo Grande (MS).

Segundo Décourt e Quaresma Filho (1996), há um consenso na engenharia de fundações que o ensaio de placa constitui a maneira mais adequada para se estabelecer as características carga-recalque. A utilização não frequente desse ensaio se deve a dificuldades nas áreas técnica e econômica. Na área econômica, deve-se ao alto custo do ensaio e ao longo tempo de execução. Esses fatores econômicos impedem que os ensaios sejam feitos em uma quantidade estatisticamente significativa, gerando limitações de ordem técnica. Outras limitações são a necessidade de extrapolação dos resultados e a interpretação do conceito de ruptura.

Segundo Thomé (1999) o desenvolvimento de materiais alternativos é de fundamental importância para as áreas de construção e geotecnia, pois essas áreas tem potencial para utilizá-los em grandes quantidades.

De acordo com Ferreira e Thomé (2011), uma forma de diminuir os problemas causados pelo acúmulo de resíduos é a sua reciclagem. Os autores buscaram avaliar a viabilidade técnica da utilização de resíduos da construção e demolição como reforço de solo residual de basalto trabalhando com misturas de 25, 50 e 75% de resíduos a fim de obter a máxima capacidade de suporte e a mínima deformação. Após ensaios de laboratório, executaram ensaio de placas em solo natural e em solo melhorado com resíduo, o que levou a concluir que é viável a incorporação de resíduos da construção ao solo, melhorando consideravelmente as suas características de suporte.

Vargas (1977), ao discutir a resistência de solos compactados, relata que a experiência mostra que os índices de resistência de um solo decrescem com o aumento da umidade.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) orienta que nos projetos em solos colapsíveis seja considerada a possibilidade de encharcamento do solo.

Milititsky et al. (2015) alerta que as variações de umidade não são fáceis de controlar, pois a água pode se deslocar verticalmente ou horizontalmente abaixo das fundações provocando mudanças nos níveis de sucção e também de volume, devido a movimentos alternados de expansão e compressão. Para os solos colapsíveis, os autores alertam que as variações sazonais no nível do lençol freático (regime de chuvas e presença de vegetação) podem determinar a ocorrência de patologias. Devido à alta permeabilidade, os solos porosos superficiais podem ser particularmente colapsíveis, pois a água das chuvas percorre seus vazios sem saturá-los. O aumento do teor de umidade até um valor crítico pode levar o solo a perder sua estrutura de macroporos

por colapso estrutural.

2 | METODOLOGIA

2.1 Considerações iniciais

A área experimental de geotecnia e hidrogeologia encontra-se dentro do Câmpus da Universidade Federal de Mato Grosso do Sul. Foi instalada em 2014 para atender à demanda de estudos e pesquisas na área de geotecnia e hidrogeologia.

Compreende uma área de aproximadamente 1.000 m². A Figura 1 apresenta esquematicamente o local de cada uma das investigações do subsolo descritas em 2.2, o local da prova de carga em placa, descrito em 2.4 e os poços de monitoramento de nível d'água descritos em 2.5.

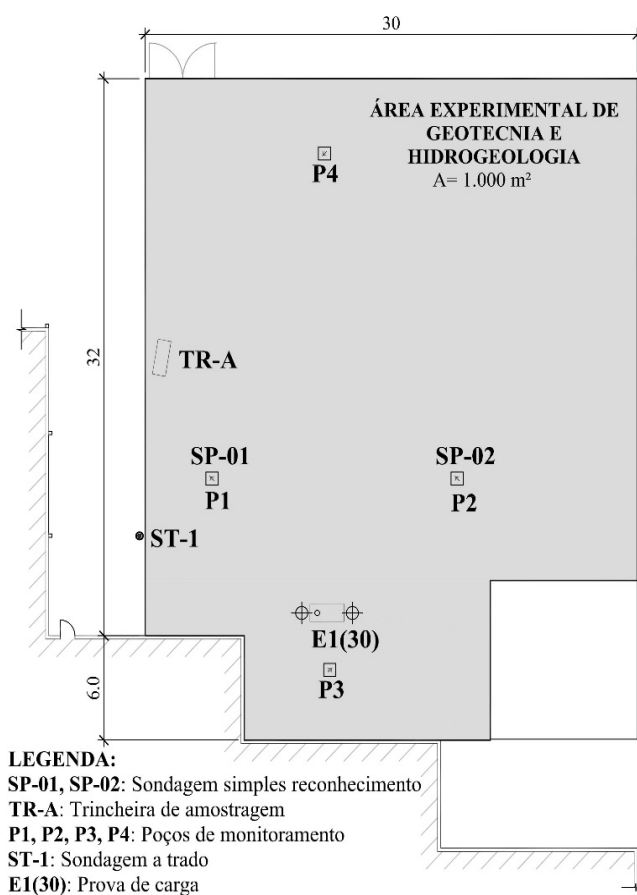


Figura 1. Área experimental de geotecnia e hidrogeologia

2.2 Investigação do subsolo

2.2.1 Sondagem de simples reconhecimento (SPT)

Foram executadas duas sondagens de simples reconhecimento (SP-01 e SP-02). As sondagens foram conduzidas até a profundidade de 22,10 m e 20,00 m, respectivamente, seguindo as prescrições da NBR 6484 (ABNT, 2001). No momento

da execução das sondagens, o nível freático encontrava-se em 8,40 e 8,30 m de profundidade.

2.2.2 Sondagem a trado

Foi executada uma Sondagem a trado (ST-1) com trado de 15 cm de diâmetro, seguindo as prescrições da NBR 9603 (ABNT, 1986a). Foi conduzida até a profundidade de 4,00 m, retirando amostras a cada metro. As amostras deformadas foram levadas ao Laboratório de Geotecnia para os ensaios de caracterização (análise granulométrica, peso específico dos grãos de solo e limites de consistência).

2.2.3 Trincheira de amostragem

Foi executada uma Trincheira de amostragem (TR-A), escavada mecanicamente. Removeu-se uma camada densa de vegetação, desprezando os primeiros 50 cm escavados. A partir dos 50 cm até aproximadamente 1,25 m, coletou-se o material escavado em sacos plásticos para os ensaios de caracterização.

2.3 Ensaios de laboratório

2.3.1 Teor de umidade natural do solo

Nos locais de coleta das amostras do solo, foram separadas e pesadas amostras para determinação da umidade natural, seguindo as prescrições da NBR 6457 (ABNT, 1986b). A umidade natural foi medida nos primeiros metros das duas sondagens de simples reconhecimento (SP-01 e SP-02), na sondagem a trado (feito a cada metro) e da trincheira de amostragem.

2.3.2 Análise granulométrica

O solo coletado na Sondagem a trado (ST-1) e na Trincheira de amostragem (TR-A) foi levado ao Laboratório de Geotecnia para o ensaio de análise granulométrica. Foram seguidas as prescrições da NBR 7181 (ABNT, 1984a).

2.3.3 Peso específico dos grãos de solo

Para a obtenção do peso específico dos grãos de solo foram seguidas as indicações da NBR 6508 (ABNT, 1984b), realizadas em amostras de 50 g passantes na peneira 10. Foram feitos ensaios em triplicata no solo retirado da ST-1 e em duplicata do solo retirado da TR-A.

2.3.4 Limites de consistência

Os ensaios de limite de liquidez (LL) foram executados de acordo com a NBT 6459 (ABNT, 1984c), o limite de plasticidade (LP) foi realizado conforme NBR 7180 (ABNT, 1984d). O limite de contração (LC) e a relação de contração (RC) foram feitas conforme NBR 7183 (ABNT, 1982).

2.4 Ensaio de campo

2.4.1 Prova de carga

Na área de estudo, conforme indicado na Figura 1, foi executada uma prova de carga lenta em solo natural, do tipo SML (Slow Maintained Load Test) com placa de 30 cm de diâmetro. O ensaio foi executado dentro de uma trincheira escavada mecanicamente em uma profundidade de aproximadamente 80 cm com relação ao nível natural do terreno. Os incrementos de carga foram de 2,41 kN, seguindo as prescrições da NBR 6489 (ABNT, 1984e).

2.5 Instalação de poços de monitoramento de água subterrânea

Com o objetivo de acompanhar a variação no nível do lençol freático e identificar o comportamento do fluxo da água subterrânea na área de estudo, além de permitir a coleta de amostras de água para análise de suas propriedades físico-químicas, foram instalados quatro poços de monitoramento (P1, P2, P3 e P4), Figura 2.

Dois desses poços (P1 e P2) foram instalados no momento de execução das duas Sondagens de simples reconhecimento (SP-01 e SP-02) onde, depois de finalizada a sondagem, foram inseridos no local de execução do ensaio canos de PVC de 1” (com tampão no fundo e ranhurados na base da coluna), circundados por pré-filtro.

Os outros dois poços (P3 e P4) seguiram um procedimento de execução semelhante ao descrito anteriormente. Foi feito um furo com o equipamento de sondagem de simples reconhecimento, porém, não foi feita a amostragem SPT. Apenas foi feito o furo com o mesmo equipamento para inserção dos canos de PVC (com tampão no fundo e ranhurados na base da coluna), circundados por pré-filtro.

As medidas do nível d’água foram tomadas semanalmente, com utilização de medidor eletrônico, com precisão centimétrica.

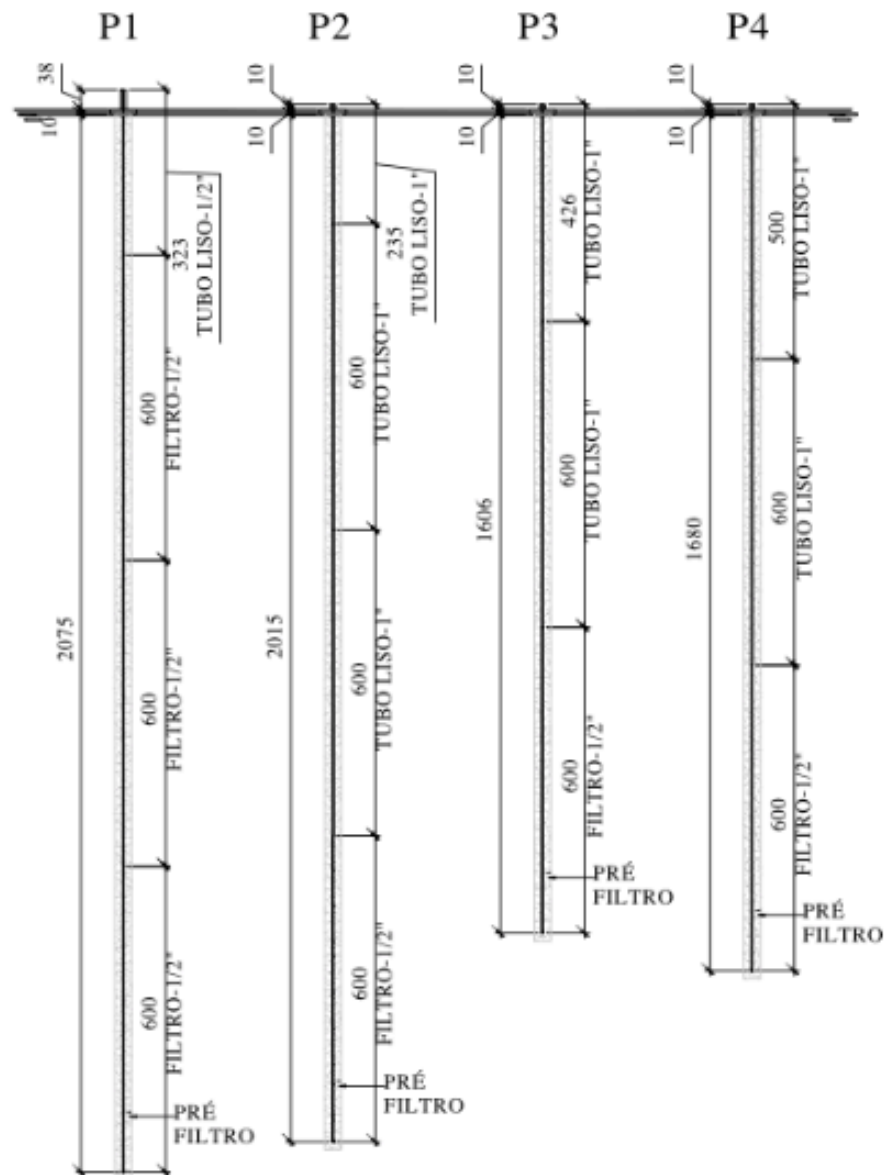


Figura 2. Perfil dos poços de monitoramento de água.

3 | APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

Apresentam-se a seguir os resultados dos ensaios de laboratório e de campo realizados.

3.1 Umidade natural

A Tabela 1 apresenta os teores de umidade em cada uma das situações. De maneira geral, os ensaios de umidade natural variaram e 22,0 a 42,0%.

	Profundidade (m)	Umidade (%)
SP-01	1,00 – 1,45	23,7
	2,00 – 2,45	26,1
	3,00 – 3,45	30,3
	4,00 – 4,45	34,6
SP-02	1,00 – 1,45	24,0
	2,00 – 2,45	26,5
	3,00 – 3,45	30,2
	4,00 – 4,45	35,8
	5,00 – 5,45	42,0
ST-1	0,00 – 1,00	26,8
	1,00 – 2,00	26,6
	2,00 – 3,00	27,2
	3,00 – 4,00	22,0
TR-A	0,50 – 1,25	24,2

Tabela 1. Umidade natural

3.2 Análise granulométrica

Os ensaios de análise granulométrica estão dispostos nas Figuras 3 e 4, onde, respectivamente apresentam-se as curvas granulométricas para os ensaios com material proveniente da Sondagem a trado (ST-1) e o resultado da Trincheira de amostragem (TR-A). Observou-se que, tanto para a sondagem a trado quanto para a trincheira de amostragem, houve predominância de argila, com porcentagem superior a 50% em todos os ensaios. O silte se manteve na faixa entre 11,2 e 16,9% e a areia variou entre 28,1 e 34,3%.

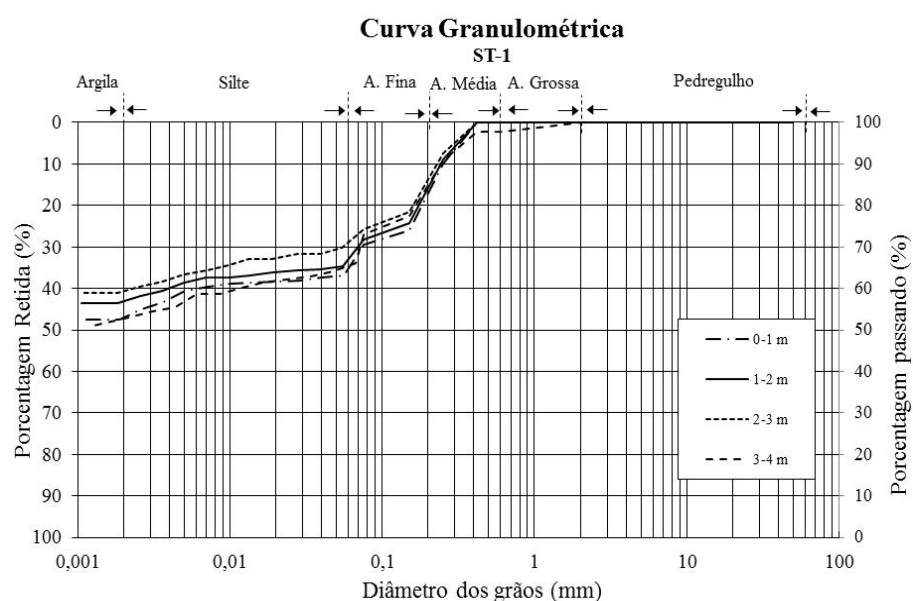


Figura 3. Curvas granulométricas sondagem a trado.

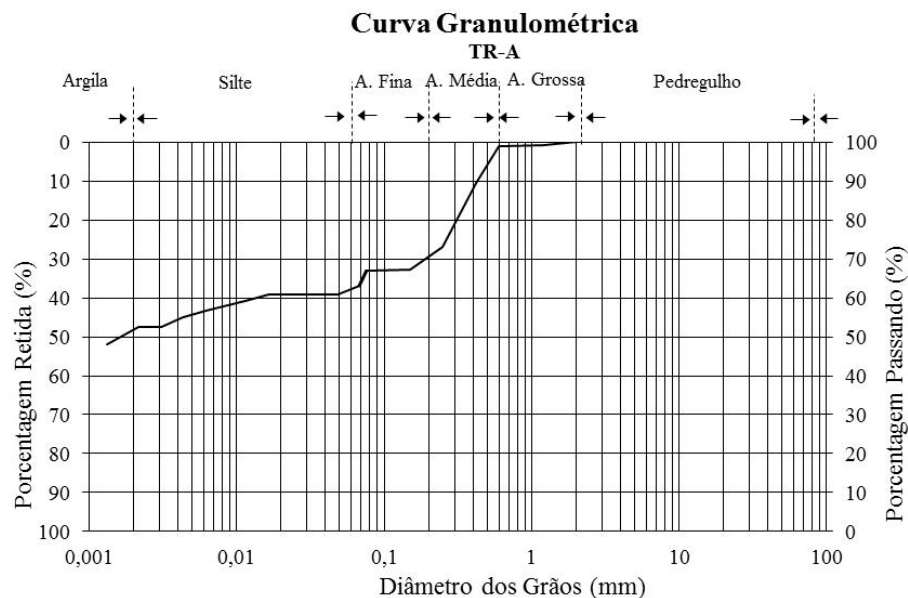


Figura 4. Curva granulométrica trincheria amostragem.

3.3 Peso específico dos grãos de solo

A Tabela 2 resume os resultados do Peso específico dos grãos de solo para a Sondagem a trado (ST-1) e a Trincheira de amostragem (TR-A). Os valores médios variaram entre 28,19 a 29,03 kN/m³.

	Profundidade (m)	Peso espec. (kN/m ³)
ST-1	0,00 – 1,00	28,71
	1,00 – 2,00	28,76
	2,00 – 3,00	28,44
	3,00 – 4,00	29,03
TR-A	0,50 – 1,25	28,19

Tabela 2. Peso específico real de solo

3.4 Limites de consistência

Para o solo obtido na sondagem a trado, o limite de liquidez em todo o perfil variou entre 44 e 53%, o Limite de plasticidade variou de 34 a 43% e o Índice de plasticidade variou de 6 a 11%. O Limite de contração se variou entre 21,4 e 24,6% e a Relação de contração permaneceram entre 1,7 e 1,8%.

3.5 Prova de carga

A prova de carga em placa de 30 cm, foi conduzida até a carga de 19,86 kN, correspondendo a uma tensão de 0,28 MPa e resultou em um recalque de 29,28 mm. A Figura 5 apresenta os resultados em forma de curva tensão x recalque.

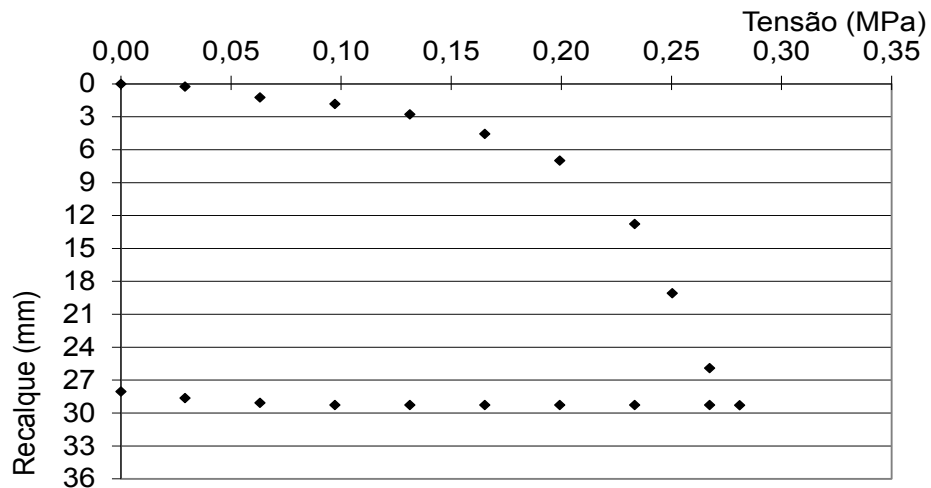


Figura 5. Curva tensão x recalque

3.6 Água subterrânea

Tomou-se como base o ano de 2016 para detalhar a variação do nível freático, medidos no período de janeiro de 2016 a dezembro de 2016.

Pode-se observar que houve uma grande variação dos níveis no decorrer do ano, chegando a diferenças da ordem de dois metros (Figura 6).

Os valores extremos do nível d'água medidos neste intervalo foram de 4,82 e 6,75 m no P1; 4,39 e 6,53 m no P2; 4,33 e 6,42 m no P3 e 5,12 e 7,25 m no P4.

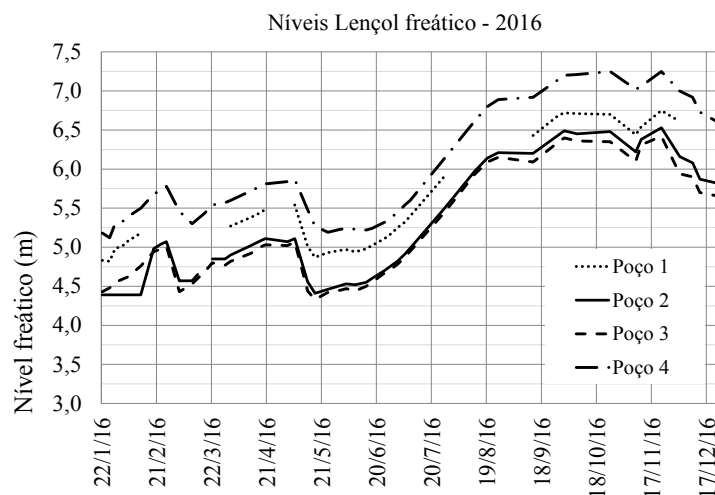


Figura 6. Níveis do lençol freático no ano de 2016.

A Figura 7 apresenta o mapa potenciométrico, o qual indica o fluxo da água subterrânea.

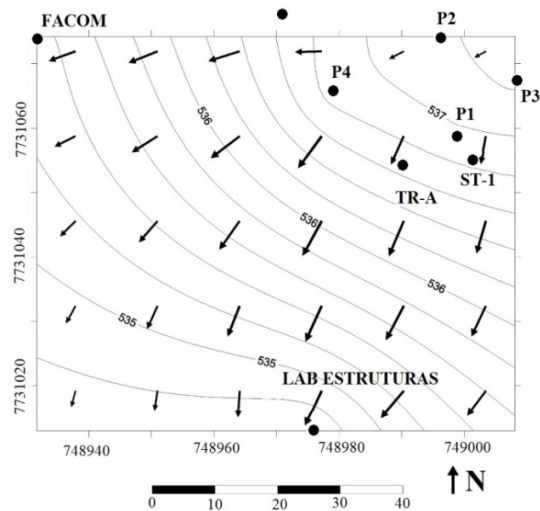


Figura 7. Mapa potenciométrico

4 | CONCLUSÕES

Os resultados da sondagem de simples reconhecimento conduziram a índices de resistência à penetração partindo de 2, nas camadas iniciais, e chegando até valores superiores a 50, nas camadas mais profundas (em torno de vinte metros de profundidade).

O solo apresenta predominância de argila, variando entre 50 e 59%, seguidas por silte, variando entre 11 e 17%. O peso específico dos grãos situa-se entre 28,19 kN/m³ e 29,03 kN/m³. Os limites de liquidez variaram entre 44 e 53%, os limites de plasticidade variaram entre 34 e 43%.

A curva da prova de carga indica um solo de baixa capacidade de suporte, chegando a uma tensão de 0,28 MPa com uma deformação de 29,28 mm.

Os níveis do lençol freático nos quatro poços de monitoramento chegaram a uma variação da ordem de dois metros. Tal fato tem relevante significado prático pois, no Brasil, em obras de pequeno e médio porte, muitas vezes é adotado o nível freático indicado apenas no perfil de sondagem SPT, sem que seja feito um monitoramento por pelo menos um ano para se obter as variações de nível e antever possíveis complicações que essa variação pode acarretar nas obras de engenharia.

Não se tinha conhecimento da variação do nível do lençol freático na área estudada e não se esperava a variação observada. Contudo, tal variação contempla a distância suficiente da base da placa (que simula uma futura fundação), o que sugere que o lençol frático não irá atingir o bulbo de pressões previsto para a futura fundação, descartando-se a possibilidade de perda de resistência à compressão por umidade ou inundação do solo.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Zortéa Construções Ltda, Mecfor Engenharia, ArcelorMittal Brasil S.A, Funsolos Construtora e Engenharia Ltda, Sermix Serviços e Concretagem Ltda, Tornearia Beretta Ltda, Laboratórios de Geotecnia da UFMS e Laboratório de Materiais da Construção Civil da UFMS.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986b.
- _____. **NBR 6459**: solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984c.
- _____. **NBR 6484**: solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- _____. **NBR 6489**: prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984e.
- _____. **NBR 6508**: grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica, Rio de Janeiro, 1984b.
- _____. **NBR 7180**: solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984d.
- _____. **NBR 7181**: solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984a.
- _____. **NBR 7183**: limite de contração. Rio de Janeiro, 1982.
- _____. **NBR 9603**: sondagem atrado. Rio de Janeiro, 1986a.
- _____. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- Decourt, L. e Quaresma Filho, A. R. (1996). Estabelecimento das curvas carga-recalque de fundações através de provas de carga em mini placa. In: 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, **Anais...** p. 19, São Paulo.
- Ferreira, M. de C. e Thomé, A. (2011). Utilização de resíduo da construção e demolição como reforço de um solo residual de basalto, servindo como base de fundações superficiais. **Teoria e prática na Engenharia Civil**, v. 18, p. 112.
- Milititsky, J.; Consoli, N. C. e Schnaid, F. (2015). **Patologia das fundações**. 2. ed., Oficina de textos, São Paulo, SP, Brasil, 256 p.
- Thomé, A. (1999). **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais**. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 238 p.
- Vargas, M. (1977). **Introdução à mecânica dos solos**. McGraw-Hill, São Paulo, SP, Brasil, 509 p.

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

Faculdade de Ciências e Tecnologia de Viçosa
(Faviçosa)

Viçosa – Minas Gerais

Eduardo Souza Cândido

Universidade Federal de Lavras (UFLA)

Lavras – Minas Gerais

Roberto Francisco de Azevedo

Universidade Federal de Viçosa (UFV)

Viçosa – Minas Gerais

Gustavo Armando dos Santos

Faculdade de Ciências e Tecnologia de Viçosa
(Faviçosa)

Viçosa - Minas Gerais

Tulyo Diniz Oliveira

Faculdade de Ciências e Tecnologia de Viçosa
(Faviçosa)

Viçosa - Minas Gerais

RESUMO: Este artigo apresenta uma breve revisão acerca de conceitos básicos sobre a sucção e a capacidade de retenção de água em solos não saturados. O estudo objetivou determinar as curvas de retenção de água de três amostras de solos com granulometrias distintas, uma arenosa, siltosa e argilosa, utilizando-se dos métodos do papel filtro e centrífuga. Os resultados experimentais foram ajustados pelos modelos de Fredlund e Xing

(1994), Gardner (1958) e van Genuchten (1980) utilizando-se o Solver do Excel 2013. Foi verificado a correlação dos parâmetros destes modelos com o índice de plasticidade (IP) e a permeabilidade (k) dos solos. Com os resultados, pode-se observar que as correlações obtidas entre o IP e k com os parâmetros dos modelos matemáticos mostraram tendência parabólica, com notoriedade para uma constância do parâmetro n, ressaltando a baixa sensibilidade deste mesmo quando ocorre a mudança de aplicação dos modelos matemáticos e métodos de ensaio (centrífuga e papel filtro).

PALAVRAS-CHAVE: Curvas Características, Curvas de Retenção de Água no Solo, Método do Papel Filtro, Centrífuga.

ABSTRACT: This paper presents a brief review of basic concepts on suction and water retention capacity in unsaturated soils. The study aimed to determine the water retention curves of three soil samples with different granulometry, a sandy, silty and clayey soil using the filter paper and centrifuge methods. The experimental results were adjusted by the models of Fredlund and Xing (1994), Gardner (1958) and van Genuchten (1980) using the Solver of Excel 2013. The correlation of the parameters of these models with the plasticity index (IP) and the permeability (k) of the soils. With the results, it can be observed that the

correlations obtained between the IP and k with the parameters of the mathematical models showed a parabolic tendency, with notoriety for a constancy of the parameter n, emphasizing the low sensitivity of this same one when the change of application of the mathematical models occurs and test methods (centrifuge and filter paper).

KEYWORDS: Characteristic Curves, Soil Water Retention Curves, Paper Filter Method, Centrifuge.

1 | INTRODUÇÃO

A Mecânica dos Solos clássica atenta-se para o comportamento de solos em condições saturadas ou eventualmente secos. No entanto, muitos projetos geotécnicos envolvem solos em condições não saturadas. Para caracterizar o comportamento dos solos nesta condição através de modelagens matemáticas, torna-se necessário o conhecimento do teor de umidade volumétrico, da sucção e do coeficiente de permeabilidade.

A relação entre o teor de umidade volumétrico e a sucção é conhecida como curva de retenção de água (CRA) e a relação entre a sucção e a permeabilidade são dadas pela função de condutividade hidráulica. As medidas de sucção e permeabilidade em campo esbarram numa série de dificuldades experimentais, assim recorre-se a diferentes técnicas de laboratório (centrífuga, tensiômetros, placas de pressão, papel filtro e outras) com intuito de se conhecer o potencial matricial dentro de uma faixa suficientemente ampla para utilização prática.

A maioria dos procedimentos laboratoriais demanda semanas ou meses para determinação da CRA, o que não ocorre com o método da centrífuga, capaz de obter a curva em algumas horas ou dias, conforme demonstra Guimarães (2013) e Candido et. al (2014). Em face dessas dificuldades, pesquisadores têm buscado alternativas em modelos e correlações matemáticas que facilitem a determinação das CRA a fim de diminuir os custos e tornar os projetos de engenharia mais completos.

O objetivo deste estudo foi determinar as CRA de três solos com granulometrias distintas utilizando-se dos métodos do papel filtro e uma centrífuga de pequeno porte. Os resultados experimentais foram ajustados pelos modelos de Fredlund e Xing (1994), Gardner (1958) e van Genuchten (1980) a fim de verificar a correlação dos parâmetros destes modelos com o índice de plasticidade (IP) e a permeabilidade (k) dos materiais.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

Foram coletadas três amostras de solos na microregião da cidade de Viçosa, Minas Gerais, constituindo-se de uma amostra arenosa (1), uma siltosa (2) e uma argilosa (3).

Para a realização da caracterização geotécnica dos materiais (tabela 1) foram utilizadas as normas redigidas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), tais como a NBR 7181: 2016, NBR 6459: 2016, NBR 7180: 2016, NBR 7182: 1986 e ASTM 5298:2003.

Amostra	1	2	3
Areia (%)	60	15	26
Silte (%)	11	70	35
Argila (%)	15	5	37
LL (%)	38,2	39	63
LP (%)	23,34	31	28
IP (%)	14,86	8	35
γ_s (kN/m ³)	26,70	27,74	27,05
γ_d máx (kN/m ³)*	18,71	16,66	15,02
Teor de Umidade Ótimo (%)*	11,80	19,40	28,72
e	0,59	0,85	1,00
*K (cm/s)	1,15E-06	1,60E-05	6,62E-07

*Energia de compactação: Proctor Normal.

*Valores de permeabilidade referentes à condição saturada

Tabela 1. Resultados dos ensaios de caracterização, classificação e propriedades do solo.

2.2 Métodos

Para cada solo determinou-se as CRA por meio dos métodos da centrífuga (CT) e papel filtro (PF) medindo-se a sucção matricial e seguindo a trajetória de secagem. Os resultados experimentais foram avaliados através de ajustes realizados pelos modelos de Fredlund e Xing (1994), Gardner (1958) e van Genuchten (1980), com auxílio de uma ferramenta de otimização.

2.2.1 Método do papel filtro

Para obtenção da CRA pelo método do Papel Filtro utilizou-se da norma ASTM D5298-03 para realização dos procedimentos descritos a seguir. Basicamente o procedimento consiste em moldar, saturar e secar os corpos de provas (CPs) até valores de grau de saturação (S_r) pré-determinados e colocá-los em contato com um papel filtro durante um determinado período de equilíbrio para se estabelecer a sucção matricial indiretamente por meio destes.

Os CPs foram moldados com um grau de compactação de 90%, saturados e deixados secar até atingirem o grau de saturação requerido, que neste trabalho foram de 90%, 80%, 70%, 60%, 50%, 40%, 30%, 20%, 15%, 10%, 5% e 3%.

Posteriormente os CPs foram colocados diretamente em contato com o papel filtro Whatman nº42, embalados para assegurar a impossibilidade de perda de umidade e levados para câmara úmida; para garantir que toda a água nos poros da amostra fosse

absorvida pelos poros do papel filtro.

Após 7 dias, o filme plástico que envolvia o corpo de prova foi removido e o PF foi retirado com auxílio de uma pinça, sendo colocado na balança analítica com precisão de 0,0001g para determinação do seu teor de umidade.

Após a pesagem, o papel filtro úmido foi colocado na estufa, por um período de 2 horas, a uma temperatura de 105°C. Posteriormente a secagem em estufa, o papel foi pesado para determinar o seu peso seco.

Com as informações anteriores pode-se calcular o teor de umidade do PF e com a curva de calibração do papel filtro Whatman nº42 obtidas por Chandler et al. (1992) pode-se determinar indiretamente a sucção matricial.

2.2.2 Método da centrífuga

A aplicação do método da Centrífuga seguiu os procedimentos apresentados na ASTM D6527-01. Basicamente o método consiste na moldagem dos corpos de prova, saturação e centrifugação.

Inicialmente moldaram-se os CPs a partir das amostras deformadas e com um grau de compactação de 90% do Proctor normal. Saturou-se os corpos de prova borrifando água sobre a superfície dos CPs, a fim de levar a umidade gravimétrica próxima à saturação.

Previamente saturados, procedeu-se a saturação das pedras porosas para garantir que a umidade do solo fosse retirada dos CPs apenas pelos poros e preparou-se os baldes com o conjunto (CP+Pedra Porosa+Papel filtro) a uma centrifugação e consequente valor de sucção matricial, que promove uma drenagem mais rápida do fluido contido nos poros do solo. A cada velocidade de rotação, e em tempos pré-determinados, pesou-se as amostras para se calcular o teor de umidade volumétrico e assim obter a curva de retenção de água no solo.

Devido a limitação de resistência das pedras porosas utilizadas, Candido (2014) observou que para rotações acima de 2500 rpm as mesmas começavam a se quebrar, assim foram aplicadas rotações de 300, 500, 800, 1100, 1300, 1500, 1700, 1900, 2200 e 2500 rpm, correspondentes às sucções de 2,88, 8,00, 20,50, 38,76, 54,14, 72,08, 92,58, 115,64, 155,04 e 200,21 kPa para todos os solos.

2.2.3 Modelos matemáticos

Os resultados experimentais foram ajustados pelos modelos de Fredlund e Xing (1994) (equação 1), Gardner (1958) (equação 2) e van Genuchten (1980) (equação 3).

$$\theta(\psi) = \theta_s \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{\psi_r}\right)} \right] \left[\frac{1}{\ln\left(e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right)} \right]^m \quad (1)$$

$$\theta(\psi) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \frac{1}{1 + (\alpha\psi)^n} \quad (2)$$

$$\theta(\psi) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left[\frac{1}{1 + (\alpha\psi)^n} \right]^m \quad (3)$$

Onde ψ : é a carga de sucção matricial (cm); θ : é o teor de umidade volumétrica (cm^3/cm^3); θ_r : é o teor de umidade volumétrica residual (cm^3/cm^3); θ_s : é teor de umidade volumétrica de saturação (cm^3/cm^3), ψ_r é a sucção que corresponde à umidade volumétrica residual e α , m e n são parâmetros de ajuste da curva.

2.3 Ajustes dos modelos aos dados experimentais

Com os pontos experimentais determinados pode-se ajustar os modelos matemáticos com o auxílio da ferramenta Solver do excel 2013.

O Solver é um suplemento do Microsoft Excel utilizado em testes de hipóteses. Para o problema em questão foi aplicado na busca de um erro quadrático mínimo entre os valores calculados pelos modelos e os pontos experimentais; considerando algumas restrições nos valores dos parâmetros dos modelos.

Assim, para Fredlund e Xing variou-se a , n , m e Ψ_r , Gardner modificou-se α e n e van Genuchten, α , n e m .

2.4 Correlações

Conhecido os parâmetros ajustados dos modelos foi realizado um estudo estatístico para avaliar o comportamento dos mesmos para cada metodologia adotada. Além disso, foram analisadas as correlações entre os parâmetros de cada modelo/tipo de solo com os respectivos índices de plasticidade e permeabilidade.

3 | RESULTADOS E DISCUSSAO

Com base nos resultados apresentados nas figuras 1, 2 e 3 pode-se mostrar que apesar da limitação da centrífuga, o equipamento permanece válido para aplicações práticas, pois como destacado por Guimarães (2013) quando há predominância de solo argiloso, estes se encontram normalmente no campo com grau de saturação acima de 85%; portanto acima dos valores residuais.

Para obter as curvas de retenção de água no solo até a umidade residual, Guimarães (2013) propôs incluir um ponto aos obtidos com a centrífuga, que seria calculado por meio do papel filtro. Como pode ser observado, a inserção deste ponto residual proporcionou uma aproximação destas curvas às obtidas pelos métodos tradicionais.

As curvas de retenção de água obtidas pelo método do papel filtro e centrífuga se ajustaram consideravelmente bem.

Existem diversos fatores que influenciam nas curvas de retenção de água, baseado unicamente na granulometria dos solos verificou-se uma concordância das CRAs obtidas com as curvas propostas pela literatura.

Os resultados obtidos pelo método centrífugo ficaram bem próximos dos valores alcançados com o método do papel filtro, dentro da faixa de valores que o equipamento desenvolvido consegue trabalhar.

Comparando as CRAs em relação as características de moldagem (grau de compactação e desvio de umidade), as curvas apresentaram o mesmo comportamento.

3.1 Ajustes realizados

Pode-se observar que todos os modelos conseguiram reproduzir bem os pontos experimentais com erros de no máximo 10% para o método do papel filtro e 7% para centrífuga.

Comparando-se as CRA ajustadas por tipo de solo percebe-se que em geral as curvas são bem concordantes, exceto no trecho final da CRA obtida pela centrífuga, o que era de se esperar, uma vez que o limite da mesma é de aproximadamente 200 kPa de sucção, não permitindo assim bom ajuste dos modelos para valores superiores. No entanto, a aplicação da centrífuga com um ponto residual determinado pelo PF fez com que o erro passasse de 23% para 10%, tornando-se todos os ajustes concordantes. Na figura 1 é mostrado os ajustes realizados das três amostras (argilosa, siltosa e arenosa) para os métodos centrífuga e papel-filtro de acordo com o modelo de Gardner (1958).

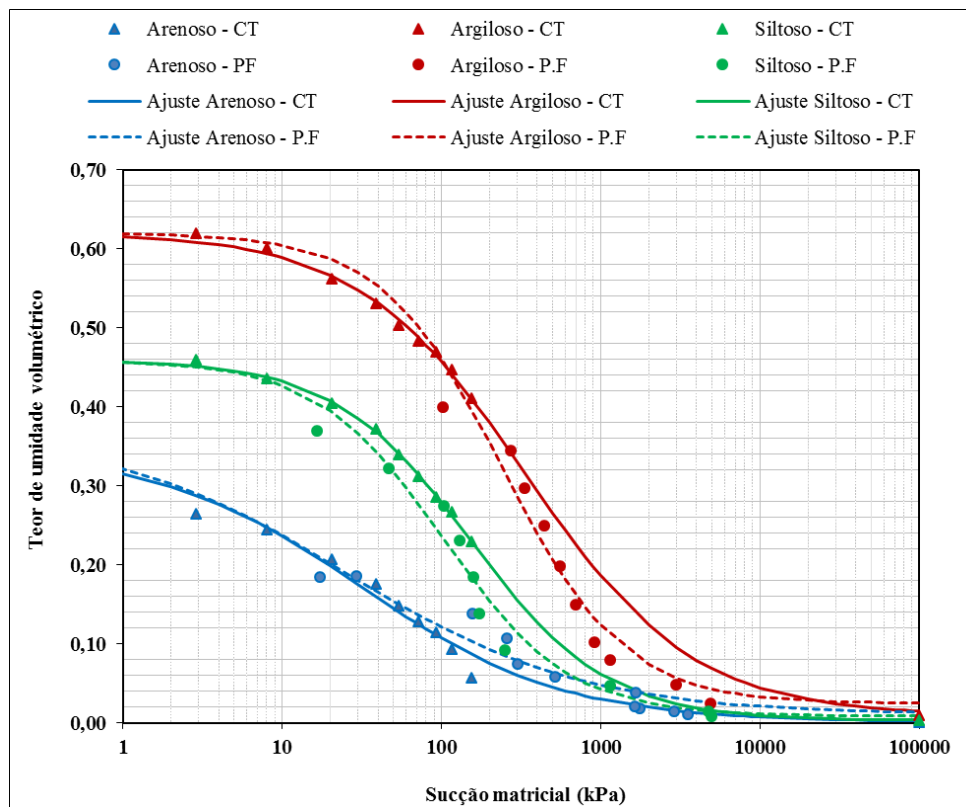


Figura 1 - Ajustes das Curvas de Retenção de Água para o modelo de Gardner (1958)

Na Figura 2 é mostrado os ajustes realizados das três amostras (argilosa, siltosa e arenosa) para os métodos centrífuga e papel-filtro de acordo com o modelo de van Genutchen (1980).

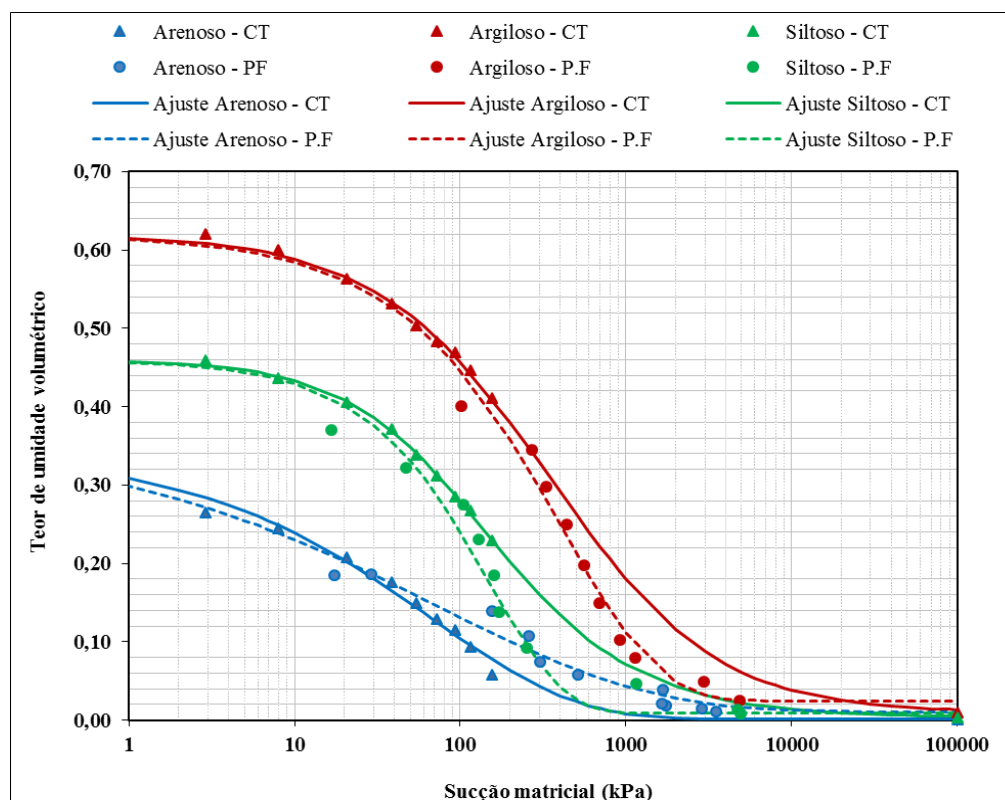


Figura 2- Ajustes das Curvas de Retenção de Água para o modelo de van Genutchen (1980)

Na Figura 3 estão apresentados os ajustes realizados das três amostras (argilosa, siltosa e arenosa) para os métodos centrífuga e papel filtro de acordo com o modelo de Fredlund e Xing (1994).

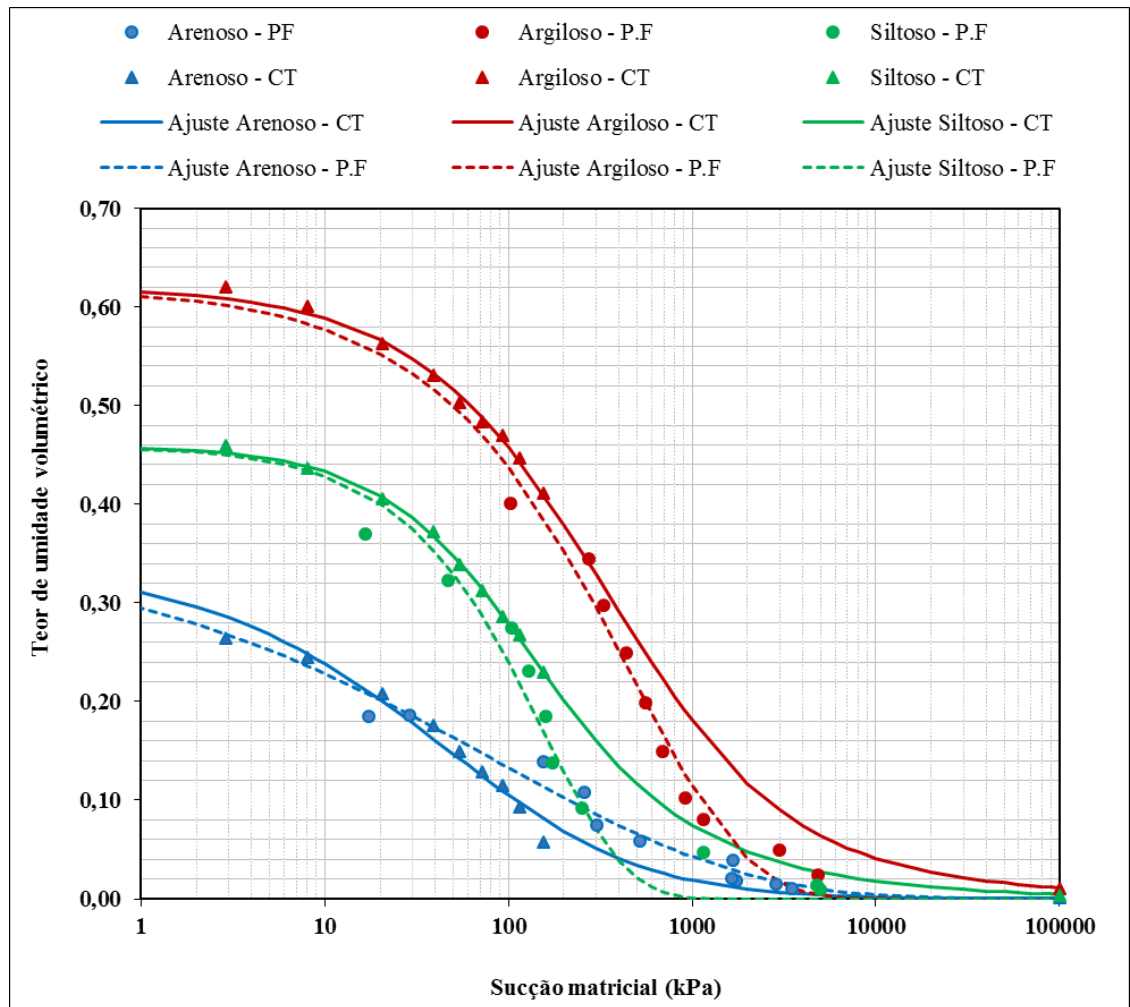


Figura 3- Ajustes das Curvas de Retenção de Água para o modelo de Fredlund e Xing (1994)

3.2 Correlações realizadas

Com base nas tabelas 2 e 3 e nas figuras 4 e 5 pode-se notar que as correlações obtidas entre o índice de plasticidade e o coeficiente de permeabilidade com os parâmetros dos modelos houve tendência parabólica. Além disso, verificou-se que há uma constância do parâmetro n , tanto para Gardner (1958), Fredlund e Xing (1994) e van Genutchen (1980).

Amostras Centrífuga				
Correlação	Modelo	Expressão correlacionada	R ²	
IP	Fredlund and Xing (1994)	a= -0,349 IP ² + 15,672IP - 1,8755	1	
		n= 0,003IP ² - 0,1345IP + 1,9259	1	
		n= -0,0263IP ² + 1,1096IP - 5,4013	1	
		ψ= 1E+06IP ² - 3E+07IP + 2E+08	1	
	Gardner (1958)	α= -0,0002IP ² + 0,0081IP - 0,046	1	
		n= 0,002IP ² - 0,0938IP + 1,6374	1	
	van	α= 5E-05IP ² - 0,0025IP + 0,0262	1	
	Genutche n (1980)	n= 0,0034IP ² - 0,1577IP + 2,1096	1	
		n= -0,2902IP ² + 12,513IP - 80,751	1	
	Amostras Papel Filtro			
	Correlação	Modelo	Expressão correlacionada	R ²
	IP	Fredlund and Xing (1994)	a = 111254IP ² - 5E+06IP + 5E+07	1
n = 0,0047IP ² - 0,199IP + 2,2597			1	
m = 1317,2IP ² - 62045IP + 631224			1	
Ψ = 15123IP ² + 506900IP - 3E+06			1	
Gardner (1958)		α = -0,0002IP ² + 0,0095IP - 0,0513	1	
		n = 0,0046IP ² - 0,1812IP + 2,2536	1	
van		α = 4E-07IP ² - 2E-05IP + 0,0002	1	
Genutche n (1980)		n = 0,0048IP ² - 0,201IP + 2,2869	1	
		m = 0,4164IP ² - 20,239IP + 235,94	1	

Tabela 2. Correlações obtidas pelo IP para todos os parâmetros dos modelos matemáticos.

Amostras Centrífuga				
Correlação	Modelo	Expressão correlacionada	R ²	
k	Fredlund and Xing (1994)	a= -5E+12k ² + 8E+07k + 68,706	1	
		n= 4E+10k ² - 621325k + 1,2492	1	
		ψ= 1E+20k ² - 2E+15k + 2E+093	1	
		m= -5E+11k ² + 9E+06k - 4,589	1	
	Gardner (1958)	α= -4E+09k ² + 65561k - 0,0383	1	
		n= 2E+10k ² - 304972k + 1,0143	1	
	van	α = 2E+08k ² - 3240,2k + 0,0035	1	
	Genutche n (1980)	n= 4E+10k ² - 576078k + 1,1373	1	
		m= -5E+12k ² + 9E+07k - 55,374	1	
	Amostras Papel Filtro			
	Correlação	Modelo	Expressão correlacionada	R ²
	k	Fredlund and Xing (1994)	a = 2E+18k ² - 3E+13k + 4E+07	1
n = 9E+10k ² - 2E+06k + 1,9646			1	
ψ = 3E+18k ² - 6E+13k + 7E+07			1	
n = 1E+16k ² - 2E+11k + 179617			1	
Gardner (1958)		α = -5E+09k ² + 84165k - 0,0509	1	
		n = 1E+11k ² - 2E+06k + 3,0668	1	
van		α = 2E+08k ² - 3240,2k + 0,0035	1	
Genutche n (1980)		n = 1E+11k ² - 2E+06k + 2,1595	1	
		m = 2E+12k ² - 2E+07k + 53,2	1	

Tabela 3. Correlações obtidas pela k para todos os parâmetros dos modelos matemáticos.

Nas Figuras 4 e 5 são mostradas as curvas de retenção previstas a partir das correlações obtidas neste trabalho. Os dados experimentais (parâmetros) foram calculados a partir das expressões encontradas nas tabelas 2 e 3, e reproduzidos para apresentar a previsão das CRAs de cada modelo e para cada tipo de solo.

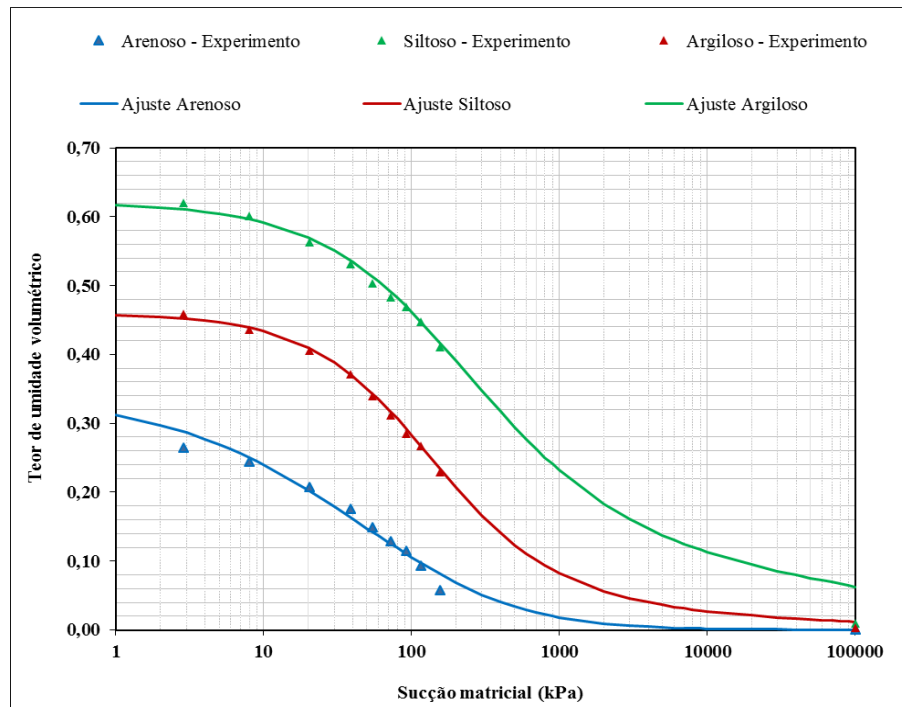


Figura 4- Previsão da curva de retenção dos três solos utilizando as correlações obtidas do Índice de Plasticidade (IP) pelo método da centrífuga para o modelo de Fredlund and Xing (1994).

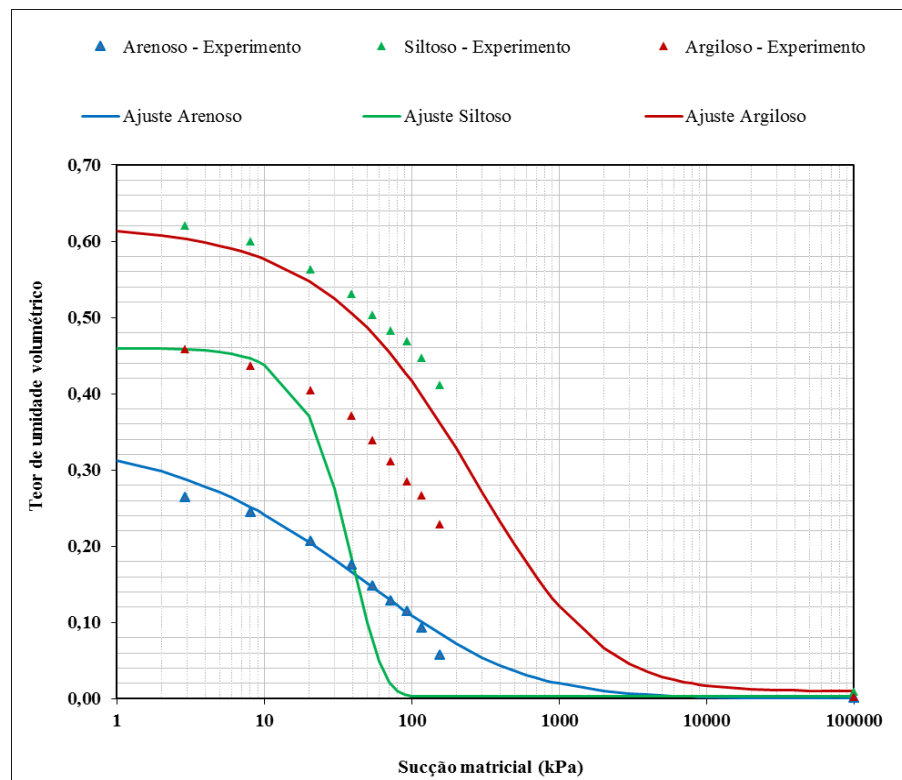


Figura 5- Previsão da curva de retenção dos três solos utilizando as correlações obtidas da permeabilidade (k) pelo método da centrífuga para o modelo de van Genuchten (1980).

Dentre os modelos utilizados, analisando de maneira global, as correlações mais concordantes foram obtidas para as propostas de van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994).

Para análises restritas, observou-se um bom ajuste da curva de previsão obtida do IP para o solo siltoso nos modelos de Fredlund e Xing (1994) e Gardner (1958). Ainda observou-se para o solo argiloso um bom ajuste da curva de previsão obtida de k para os modelos de Gardner (1958) e van Genuchten (1980).

3.2.1 Correlações obtidas com o Índice de Plasticidade (IP)

Para os modelos de Fredlund e Xing (1994), Gardner (1958) e van Genuchten (1980) foram obtidas correlações com o IP, através de funções parabólicas, onde $R^2 = 1$, utilizando-se as curvas da centrífuga e papel filtro de todos os solos. Para as três amostras ensaiadas encontraram-se coeficiente de determinação que variaram em função do parâmetro considerado (α , n , m , λ e Ψ).

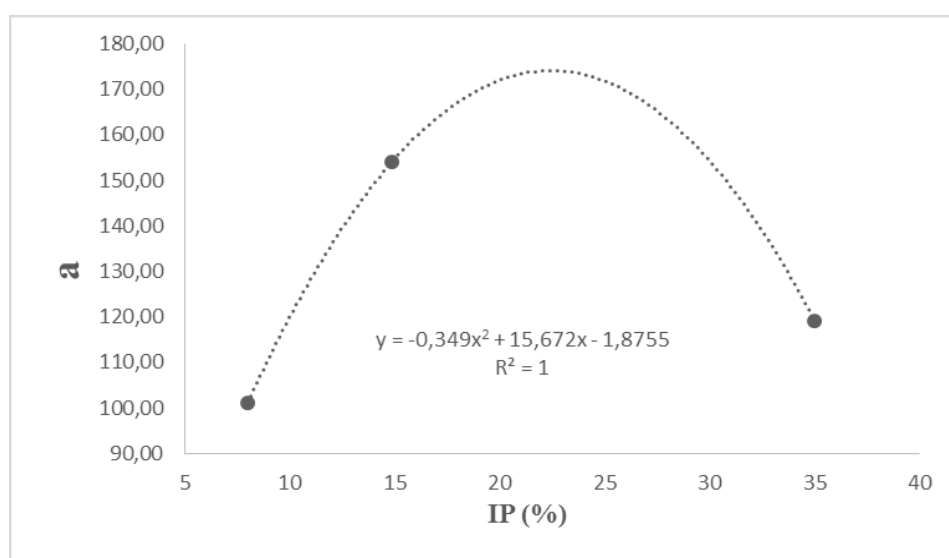


Figura 6- Correlação entre o IP dos três solos pelo método da centrífuga com o parâmetro α do modelo de Fredlund and Xing (1994).

3.2.2 Correlações obtidas com a Permeabilidade (k)

A correlação parabólica foi obtida na correlação com a permeabilidade (k), onde $R^2 = 1$, utilizando-se as curvas da centrífuga e papel filtro de todos os solos. Para as três amostras ensaiadas encontraram-se coeficiente de determinação que variaram em função do parâmetro considerado (α , n , m , λ e Ψ).

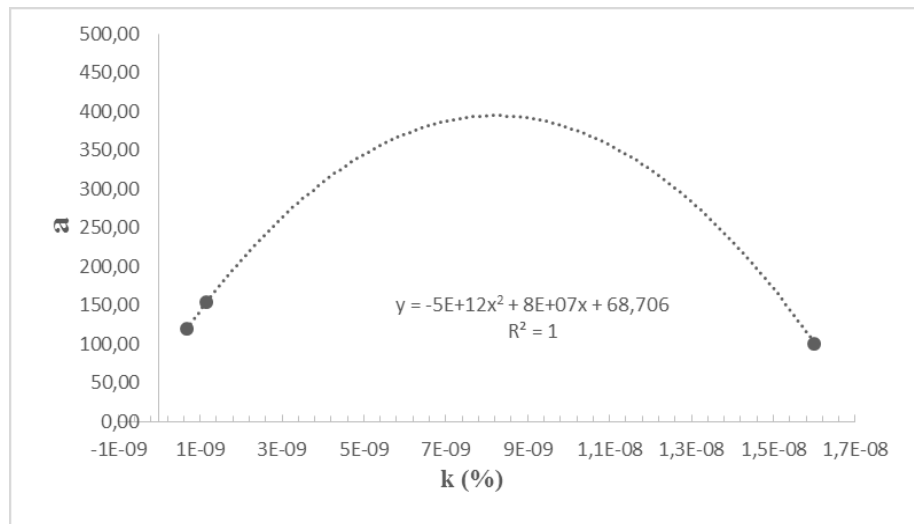


Figura 7- Correlação entre o k dos três solos pelo método da centrífuga com o parâmetro a do modelo de Fredlund and Xing (1994).

3.2.3 Constância do parâmetro n

Para o parâmetro n , correlacionado com IP e k foi observada uma faixa de variação bastante reduzida, de 0,52 a 1,07, sugerindo a possibilidade de adoção de um valor constante e ressaltando a baixa sensibilidade do parâmetro mesmo quando ocorre a mudança de aplicação dos modelos matemáticos e métodos de ensaio (centrífuga e papel filtro).

Amostras Centrífuga				
Modelo	Parâmetro	1	2	3
Fredlund and Xing (1994)	a	153,96	101,17	119,19
	n	0,58	1,04	0,85
	m	5,29	1,79	1,26
	Ψ	5,18 E06	991,82	73,72 E06
Gardner (1958)	α	0,03	0,01	0,003
	n	0,69	1,02	0,82
van Genutchen (1980)	α	1,15 E-05	0,01	1,40 E-03
	n	0,52	1,07	0,77
	m	41,1	0,77	1,73

Amostras Papel Filtro				
Modelo	Parâmetro	1	2	3
Fredlund and Xing (1994)	a	2,97 E06	18,80 E07	17,00 E08
	n	0,33	0,97	0,99
	m	84,77	73,16 E03	21,92 E04
	Ψ	7,41 E06	1,57 E06	1,56 E06
Gardner (1958)	α	0,039	0,0098	0,0026
	n	0,59	1,1	1,6
van Genutchen (1980)	α	1,16 E-06	6,13 E-05	6,50 E-05
	n	0,35	0,98	1,09
	m	27,1	100,68	37,69

Tabela 4. Parâmetros dos modelos matemáticos das CRA.

4 | CONCLUSÕES

O trabalho determinou as curvas de retenção de água para três tipos de solos distintos (arenoso, argiloso e siltoso) pelos métodos da centrífuga e papel filtro e correlacionou com os parâmetros geotécnicos permeabilidade (k) e Índice de Plasticidade (IP).

Os ajustes das curvas foram realizados através dos modelos matemáticos Gardner (1958), Fredlund e Xing (1994) e van Genutchen (1980), os quais Gerscovich (2004) destaca que estes são os que melhor se adaptam a solos brasileiros.

Pode-se observar que todos conseguiram reproduzir bem os pontos experimentais com erros de no máximo 10% para o método do papel filtro e 7% para centrífuga.

Uma análise geral das correlações com o Índice de plasticidade e a permeabilidade, pode-se observar que as mais concordantes foram obtidas para as propostas de van Genutchen (1980) e Fredlund e Xing (1994). De maneira restrita, observou-se um bom ajuste da curva de previsão obtida do IP para o solo siltoso nos modelos de Fredlund e Xing (1994) e Gardner (1958). Ainda observou-se para o solo argiloso um bom ajuste da curva de previsão obtida de k para os modelos de Gardner (1958) e van Genutchen (1980).

É notório observar uma faixa de variação bastante reduzida, de 0,52 a 1,07 do

parâmetro n , correlacionado com IP e k , sugerindo a possibilidade de adoção de um valor constante.

REFERÊNCIAS

American Society for Testing And Materials ASTM D-5298-03. **Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter Paper**, 2003, 6 pg.

American Society for Testing and Materials ASTM D-6527-01. **Teste method for determining unsaturated and satured hydraulic conductivity in porous media by steady-state centrifugation**. Int, West Conshohocken, PA,2000.

Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT NBR 7181. **Análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 2016, 12pg.

Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT NBR 6459. **Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, 2016, 5pg.

Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT NBR 7180. **Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, 2016, 3pg.

Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT NBR 7182. **Ensaio de compactação**. Rio de Janeiro, 1986, 10pg.

Bulut, R. & Leong, E.C. **Indirect measurement of suction**. Geotech. Geol. Eng., 26:633-644, 2008.

Candido, Eduardo, et all. **Determinação de Curvas Características Utilizando uma Pequena Centrífuga e o Método do Papel Filtro**. 7 pg.

Chandler, R.J., Crilly, M.S. e Montgomery-Smith, G. (1992). **A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings**. In: Proceedings of the ICE-Civil Engineering. Thomas Telford, 1992. p. 82-89.

Fredlund, D.G. e Xing, A. (1994). **Equations for the soil-water characteristic curve**. Canadian Geotechnical Journal, v. 31, n. 4, p. 521-532.

Gardner, W.R. (1958). **Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table**. Soil science, v. 85, n. 4, p. 228-232.

Guimaraes, L.M. (2013). **Determinação das propriedades hidráulicas em solos não saturados utilizando uma centrífuga de pequenas dimensões**. Tese de doutorado, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. 133 p.

Lucas, Juliana, et all. **Curva de retenção de água no solo pelo método do papel-filtro**. 2011, 8 pg.

Moura, S. Alfran, et. all. **Previsão de curvas de retenção por correlações com propriedades dos solos**. 2017, 7 pg.

Van Genutchten, M.T. (1980). **A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils**. Soil Science Society of America Journal, v. 44, n. 5, p. 892-898.

Gerscovich, D. M. S. e GUEDES, M. N. **Avaliação das relações de condutividade hidráulica em solos brasileiros não saturados**. 2004, 6 pg.

DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS DE UM SOLO TROPICAL DA BAIXADA FLUMINENSE NO ESTADO DO RIO DE JANEIRO

Fernando Benedicto Mainier

Universidade Federal Fluminense (UFF)
Niterói - RJ

Claudio Fernando Mahler

Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ)
Rio de Janeiro - RJ

Viktor Labuto Ramos

Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ)
Rio de Janeiro - RJ

RESUMO: Neste estudo, foram investigadas as diferenças existentes entre dois solos tropicais da Baixada Fluminense. O solo original foi caracterizado, incluindo a determinação de índices físicos, peso unitário, plasticidade, tamanho de grão, densidade real dos grãos, umidade higroscópica e a curva granulométrica das amostras. Já o solo onde houve o depósito de resíduos também foi estudado, sendo realizado ensaio de determinação de índices físicos, peso unitário, plasticidade, tamanho de grão, densidade real dos grãos, umidade higroscópica e curva granulométrica das amostras. O principal objetivo durante os ensaios era verificar a perda da plasticidade do solo após o depósito de resíduos. Também foram executados ensaios de adensamento edométrico para a determinação de parâmetros como a densidade natural do solo, índice

de vazios e coeficiente de adensamento. Outrossim, a composição gravimétrica dos resíduos também foi realizada. Os resultados foram comparados e apresentaram boa correlação. Houve pouca perda de plasticidade no solo, apesar da presença de resíduos nos últimos anos.

PALAVRAS-CHAVE: adensamento, caracterização, resíduo, plasticidade, solo, grão.

ABSTRACT: In this study, the differences between two tropical soils of Baixada Fluminense were investigated. The original soil was characterized, including determination of physical indexes, weight, plasticity, grain size, grain density, hygroscopic moisture and grain size curve of the samples. The soil where the waste studied, and the physical indices determination, unit weight, plasticity, grain size, grain density, hygroscopic moisture and particle size samples. The main objective during the tests was to verify the loss of soil plasticity after the deposit of waste. Oedometric tests were also carried out for the determination of parameters such as the natural density of the soil, voids index and coefficient of densification. Also, the gravimetric composition of the residues was also performed. The results were compared and showed a good correlation. There was little loss of plasticity in the soil, despite the presence of

residues in recent years.

KEYWORDS: oedometric, characterization, waste, plasticity, soil, grain.

1 | INTRODUÇÃO

Durante os últimos anos, segundo Andersen (2015), projetos de fundações de estruturas vem requerendo cada vez mais informações sobre o solo estudado. Assim, em obras de engenharia é preciso fazer uma avaliação criteriosa, considerando-se novos padrões físico-químicos que poderão influenciar na correta caracterização do solo e conseqüentemente na estabilidade do talude.

A pesquisa buscou estudar o comportamento de solos tropicais contaminados por resíduos sólidos urbanos (RSU), em especial, sua correlação com a plasticidade do solo. A região estudada é próxima à cidade do Rio de Janeiro.

O principal problema seria a perda da plasticidade do solo na presença de materiais quimicamente ativos, ao longo dos anos. A plasticidade é um dos parâmetros indispensável para a determinação de parâmetros geotécnicos dos solos. Ela é de especial importância em solos coesivos, onde segundo Pinto (2006), pode ser definida como a maior ou menor capacidade do solo ser moldado sob determinadas condições de umidade, sem que ocorra variação de volume. A plasticidade do solo é mensurada por meio do Índice de Plasticidade (IP). Essa propriedade dita o comportamento do solo nas mais diversas aplicações. Segundo Caputo (2015) seu valor é influenciado pela granulometria, umidade, geometria das partículas e pelas composições químicas e mineralógicas do solo. Desta forma, a composição química do RSU (resíduos sólidos urbanos) passa a ser mais um item agregador na definição do seu valor físico.

O presente trabalho visa assim, analisar a capacidade do solo de aliviar a perda de plasticidade devido à contaminação superficial por resíduos sólidos urbanos (RSU). Especificamente, o artigo pretende demonstrar através de ensaios laboratoriais, as características geotécnicas do solo contaminado. Ademais, métodos, materiais e ensaios laboratoriais que poderiam auxiliar na determinação dos parâmetros geotécnicos são descritos. Os resultados obtidos nesse solo auxiliam no aumento do banco de dados de solos tropicais contaminados, em especial para os parâmetros geotécnicos. De forma adicional, os ensaios realizados também possibilitam a comparação entre solos tropicais contaminados em lixões a céu aberto.

2 | METODOLOGIA

2.1 Localização

O campo experimental de estudo se encontra na Região de São João do Meriti. Está situado na Região Metropolitana do Rio de Janeiro. O terreno está localizado a 1,0 km do Rio Pavuna e a 25 km da cidade do Rio de Janeiro.

2.2 Caracterização Física do Solo

O ensaio é iniciado com uma análise tato visual, a fim de pré-identificar o solo que será trabalhado. O trabalho se utilizou das normas vigente da ABNT, sendo elas a NBR 7181/84 (análise granulométrica), a NBR 6457/86 (preparo da amostra), a NBR 6508/95 (determinação da massa específica dos grãos inferior a 4,8 mm), a NBR 6502/95 (classificação dos solos), a NBR 6459/1986 (liquidez) e a NBR7180/1984 (plasticidade) a fim de obter dados que permita auxiliar a sua caracterização e utilização do solo de maneira apropriada por meio de curvas.

2.3 Adensamento Edométrico

O ensaio de compressão edométrica (NBR 12007/1990), comumente denominado “ensaio de adensamento convencional”, é o tipo mais antigo e mais conhecido para determinação dos parâmetros de compressibilidade dos solos. O ensaio consiste na compressão axial de um corpo de prova, confinado lateralmente, pela aplicação de pressões verticais, com duração e razão de carregamento pré-definidos, normalmente com duração de 24 horas (até a deformação estabilizar). O estudo procurou determinar os parâmetros de compressibilidade dos resultados de amostras do solo em questão. Os parâmetros determinados foram: valores do coeficiente de adensamento C_v para cada estágio e a curva do índice de vazios versus tensão efetiva (escala logarítmica). Foram realizados os seguintes estágios: 0,031; 0,062; 0,125; 0,250; 0,500; 1,000; 2,000 e 4,000 (kg/cm²), e três estágios de descarregamento 2,000; 1,000; 0,500 (kg/cm²). Cada estágio de carregamento teve duração de 24 horas. A figura 1 e 2 exibem o ensaio.

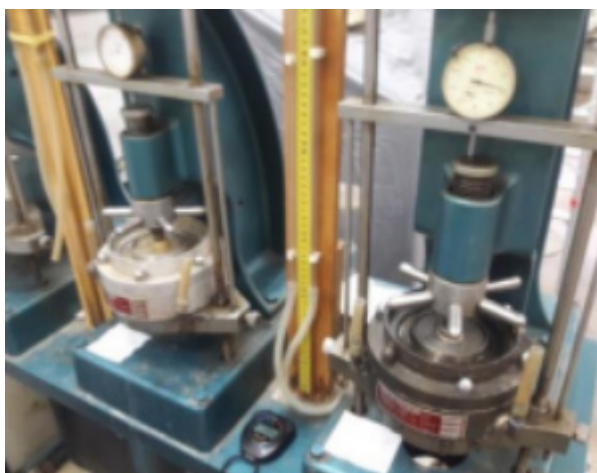


Figura 1. Ensaio de adensamento em andamento (fonte autor)



Figura 2. Amostra do solo – Estado saturado (fonte autor)

2.4 Composição gravimétrica do RSU (Resíduos sólidos urbanos)

Para a gravimetria foram utilizados 2 (duas) toneladas de solo com resíduos sólidos urbanos (RSU) em 4 (quatro) ensaios realizados separadamente. Foi utilizado veículo particular para a coleta da amostra totalizando um total de 8 (oito) viagens. Utilizou-se de uma balança com precisão de 1 kg.

Os resíduos foram divididos em categorias. O solo foi encaminhado para o ensaio de caracterização do solo.

Em seguida a separação, cada grupo de resíduo foi acomodado em sacos específicos para posterior pesagem. Então, de uma maneira geral, procurou-se após esta separação inicial, proceder ao peneiramento da amostra de solo + RSU de forma a buscar resíduos não visíveis. Utilizou-se nesta etapa a peneira de 9,50 mm.

Os resíduos obtidos por este peneiramento foram acrescentados nas suas respectivas categorias.

A seguir, os resíduos foram pesados e os resultados compilados em planilhas. Por fim, foram selecionadas amostragem de cada uma das categorias de resíduos para a caracterização gravimétrica a seco.

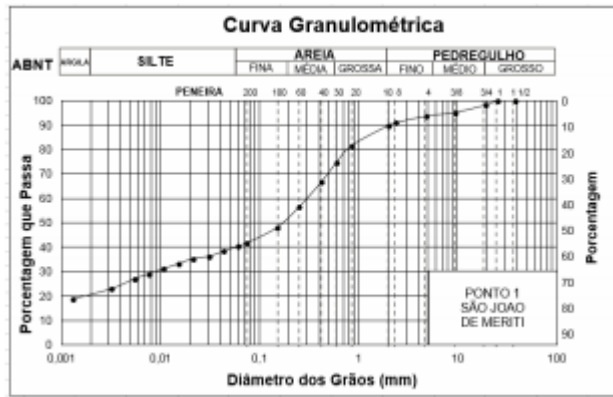
Após a seleção, os resíduos foram deixados em estufa à 60 graus até secar (em torno de 24 horas).

Então, as amostras de resíduos foram retiradas e novamente pesadas para a caracterização gravimétrica a seco.

3 | RESULTADOS

3.1 Caracterização Física do Solo

O solo pode ser caracterizado como um solo Areia Argilo-Siltosa (SC) bem graduada. A curva granulométrica é oferecida a seguir (Figuras 3):



Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
21	20	12	22	15	10

Figura 3. Curva Granulométrica (fonte autor)

Os ensaios de limite de Atterberg foram realizados nos dois solos e são apresentados a seguir (Figuras 4 e 5).

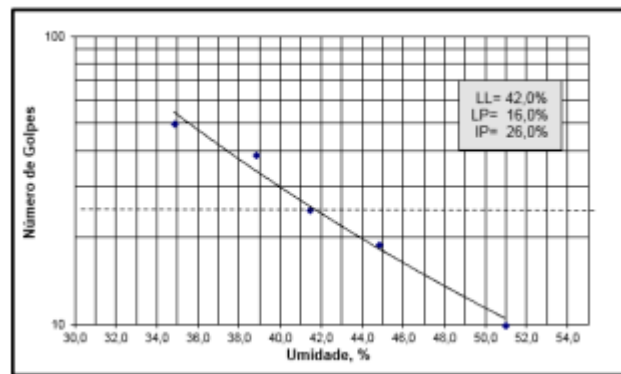


Figura 4. Limite de Atterberg para solo não contaminado (fonte autor)

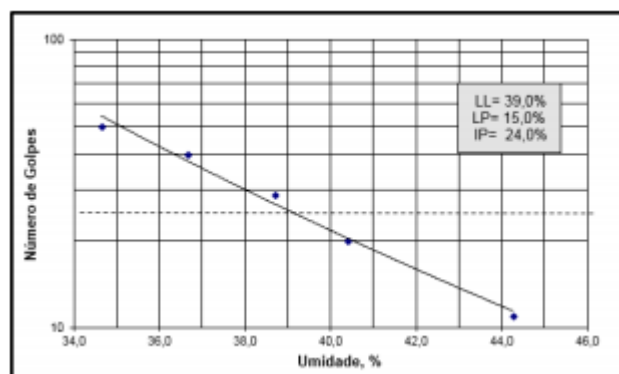


Figura 5. Limite de Atterberg para solo contaminado (fonte autor)

O triângulo de Feret é apresentado a seguir (Figura 6):

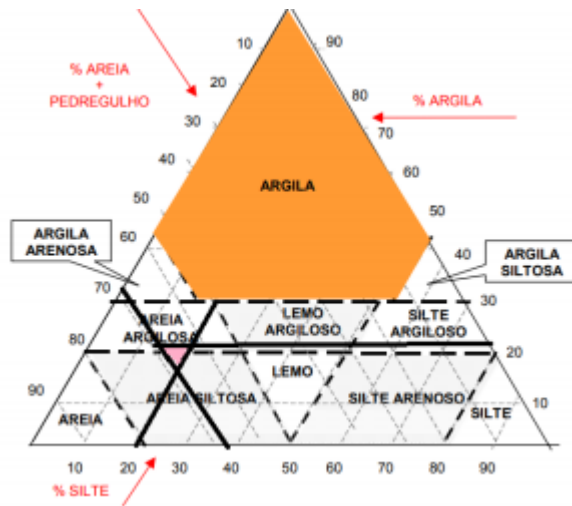


Figura 6. Triângulo de Feret (Feret, 1968)

O Sistema Unificado de Classificação dos solos é apresentado a seguir (Figura 7):

TABELA III - Classificação Unificada dos Solos					
Processo para identificação no campo			Grupo	Designação característica	
SOLOS DE GRANULAÇÃO GROSSA Mala de sítio de 60 mm (para a abertura de passagem de malha nº 40)	PEDREGULHOS Mala de sítio de 20 mm (para a abertura de passagem de malha nº 20)	Grãos cobrindo toda a escala de granulação com quantidade substancial de todas as partículas intermediárias	GW	Pedregulhos bem graduados, misturas de areia e pedregulho com pouco ou nenhum fino.	
		Predominância de um tamanho de grão ou graduação falhada (ausência de alguns tamanhos de grão)	GP	Pedregulhos mal graduados, misturas de pedregulho e areia com pouco ou nenhum fino.	
		Finos não plásticos (ML ou MH)	GF	Pedregulhos siltosos, misturas de pedregulho, areia e silte mal graduados.	
		Finos plásticos (CL ou CH)	GC	Pedregulhos argilosos, misturas de pedregulho, areia e argila bem graduados.	
		AREIAS Mala de sítio de 4,75 mm (para a abertura de passagem de malha nº 30)	Grãos cobrindo toda a escala de granulação com quantidade substancial de todas as partículas intermediárias	SW	Areias bem graduadas, areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
			Predominância de um grão ou graduação falhada	SP	Areias mal graduadas, areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
	Finos não plásticos (ML ou MH)		SF	Areias siltosas, misturas mal graduadas de areia e silte.	
	Finos plásticos (CL ou CH ou OH)		SC	Areias argilosas, misturas bem graduadas de areia e argila.	
	AREIAS COM FINOS (direção de abertura de passagem de malha nº 75)		Grãos cobrindo toda a escala de granulação com quantidade substancial de todas as partículas intermediárias		
			Predominância de um tamanho de grão ou graduação falhada		

Figura 7. Sistema Unificado de Classificação dos solos (Casagrande, 1942)

Como é possível verificar a perda de plasticidade foi pequena devida à contaminação do solo por resíduos sólidos urbanos (RSU) superficialmente.

3.2 Adensamento Edométrico

A Tabela 1 representa os resultados da umidade inicial e final para o ensaio de adensamento edométrico.

Solo	W _{inicial} (%)	W _{final} (%)
Ensaio 1	16,68	27,98
Satur.		
Ensaio 2	16,68	27,50
Satur.		

Tabela 1. Umidade inicial das amostras no adensamento

As Figuras 8 e 9 apresentam as curvas índice de vazios vs tensão vertical. O valor do coeficiente de adensamento (Figura 10) variou no primeiro ensaio entre 25,24 e 48,42 x 10⁻³ cm²/s com um valor médio de 40,37 x 10⁻³ cm²/s e desvio padrão de 7,11 x 10⁻³ cm²/s e no segundo ensaio (Figura 11) entre 23,16 e 48,42 x 10⁻³ cm²/s com um valor médio de 40,95 x 10⁻³ cm²/s e desvio padrão de 7,62 x 10⁻³ cm²/s. A variação do índice de vazios no primeiro ensaio foi de 0,353 e no segundo ensaio de 0,327. O valor médio do coeficiente de adensamento após os dois ensaios foi de 40,66 x 10⁻³ cm²/s e desvio padrão de 7,37 x 10⁻³ cm²/s.

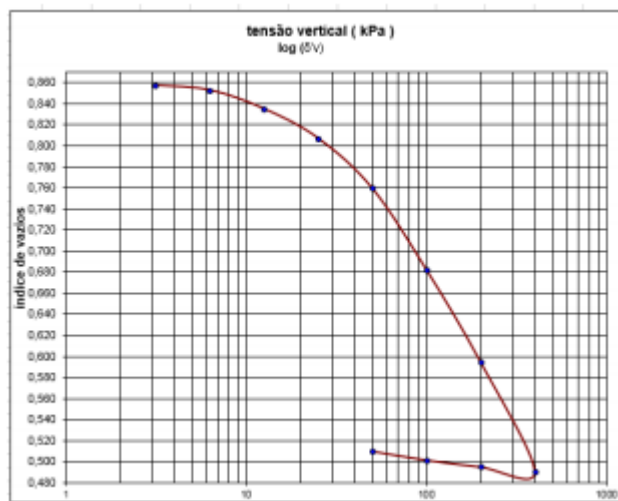


Figura 8. Ensaio em condições saturadas índice de vazios de acordo com a tensão efetiva aplicada Ponto 1 (06/09/2017) (fonte autor)

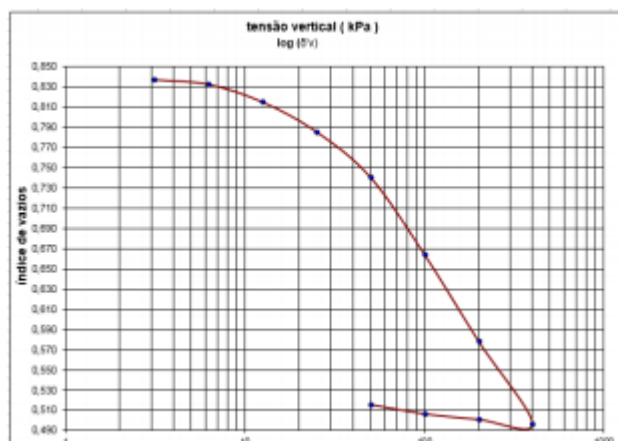


Figura 9. Ensaio em condições saturadas índice de vazios de acordo com a tensão efetiva aplicada Ponto (07/09/2017) (fonte autor)

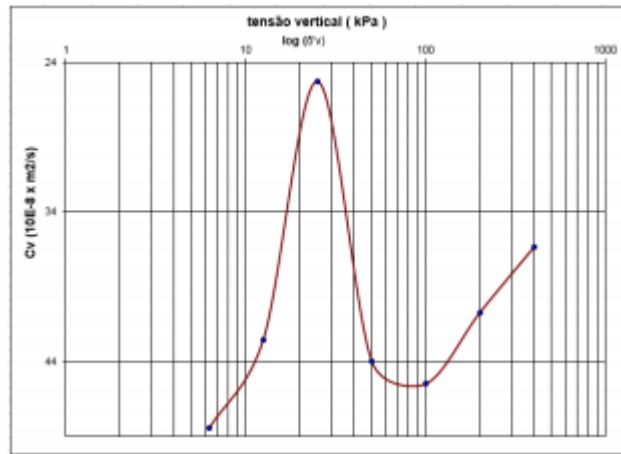


Figura 10. Condição Saturada, coeficiente de adensamento, de acordo com a tensão efetiva aplicada Ponto 1 (06/09/2017) (fonte autor)

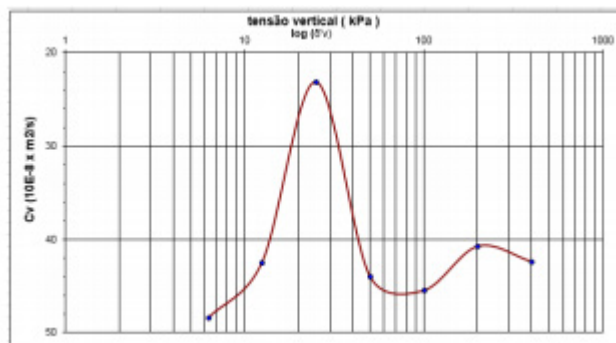


Figura 11. Condição Saturada, coeficiente de adensamento, de acordo com a tensão efetiva aplicada Ponto 1 (07/09/2017) (fonte autor)

3.3 Composição Gravimétrica do RSU (Resíduos Sólidos Urbanos)

A Tabela 2 e 3, a seguir mostra os valores finais com percentuais médios de cada resíduo sólido urbano (RSU) presente no solo e desvio padrão. Também define a quantidade de solo presente no solo contaminado. Dentre os resíduos sólidos urbanos (RSU) encontrados apenas a matéria orgânica obteve redução no peso após exposição a estufa. A redução não foi significativa.

Material	Percentual (%)	Desvio Padrão (%)
Solo	67	14
RCC	28	4
Vidro	< 1	< 1
Matéria Org.	2	1
Metal	< 1	< 1
Plástico	2	3

Tabela 2. Tabela informativa com percentuais médios de cada material e desvio padrão (gravimetria umidade natural) (fonte autor)

Material	Percentual (%)	Desvio Padrão (%)
Solo	65	14
RCC	30	4
Vidro	< 1	< 1
Matéria Org.	2	1
Metal	< 1	< 1
Plástico	2	3

Tabela 3. Tabela informativa com percentuais médios de cada material e desvio padrão (gravimetria a seco) (fonte autor)

Como é possível verificar, a maior parte dos resíduos pertence à classe resíduos da construção civil (RCC).

4 | CONCLUSÕES

Os resultados obtidos foram muito satisfatórios. É possível afirmar que os resíduos sólidos urbanos não alteraram ou alteraram muito pouco significativamente as propriedades do solo. Foi possível verificar que o limite de liquidez (LL) teve uma redução de apenas 3%. Já o limite de plasticidade (LP) foi levemente inferior em 1%. Assim, o valor do índice de plasticidade final foi meramente 2% inferior.

De maneira geral, a presença de apenas 2% de matéria orgânica, permitiu que as propriedades físicas do solo fossem mantidas. Os resíduos da construção civil (RCC) apresentam pequeno grau de variação físico-química ao longo do tempo. Os resultados estiveram dentro do esperado.

Houve também pouca variação nos coeficientes de adensamento do solo, assim como da variação dos índices de vazios do solo, o que especifica uma homogeneidade da área estudada.

Para este solo tropical os resultados foram positivos. Novos estudos devem ser feitos a fim de comparar outros solos tropicais. Também, é de grande interesse, pesquisas que especificam a variação da plasticidade no solo contaminado com resíduos de outras naturezas.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: 1986. **Amostra de Solo preparação para ensaios de compactação e ensaio**, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459:1986. **Limite de Liquidez**, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502:1995. **Rochas e Solos**, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508: 1995. **Massa específica dos sólidos**, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180:1984. **Limite de Plasticidade**, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181:1984. **Solo – Análise Granulométrica**, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12007:1990. **Solo – Adensamento Edométrico**, Rio de Janeiro.

ANDERSEN, K.H. (2015) **Cyclic soil parameters for offshore foundation design**, Third ISSMGE McClelland Lecture Frontiers in Offshore Geotechnics III, Oslo, v.1

CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N. (2015) **Mecânica dos solos e suas aplicações – Fundamentos**. Vol. 1. 7. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos – LTC, 256p.

PINTO, C. S. (2006) **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3. ed. São Paulo: Oficina de textos, 367p.

PONCE, E.S.; MENDONÇA, R. M. G. (2015) **Comportamento do solo do aterro sanitário de Palmas – TO**, 15º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, Bento Gonçalves, 1-9 p.

ELABORAÇÃO DE UMA CARTA DE UNIDADES DE TERRENO DO MUNICÍPIO DE CACHOEIRO DE ITAPEMIRIM – ES

Bruna Xavier Faitanin

Universidade Federal do Espírito Santo, Alegre,
Espírito Santo.

Éder Carlos Moreira

Universidade Federal do Espírito Santo, Alegre,
Espírito Santo.

Altair Carrasco de Souza

Secretaria de Desenvolvimento - Prefeitura
Municipal de Cachoeiro De Itapemirim, Cachoeiro
de Itapemirim, Espírito Santo.

Vitor Roberto Schettino

Universidade Federal do Espírito Santo, Alegre,
Espírito Santo.

RESUMO: O acelerado crescimento e desenvolvimento das cidades, a partir do século XX, têm sido um desafio para o planejamento urbano. O presente trabalho tem por objetivo gerar uma Carta de Unidades de Terreno do município de Cachoeiro de Itapemirim - ES, bem como recomendações para o uso e ocupação do meio. Para a elaboração da carta de unidades, foi utilizado o *software* ArcMap 10.5, que gerou e interpolou os planos de dados, produzindo um mapa com 24 classes de terreno. Para o mapa de declividade, utilizou-se uma cena do satélite ALOS, que possui resolução espacial de 12,5 metros. Para o mapa de uso e ocupação do terreno, utilizaram-se duas cenas do satélite Sentinel 2, que possuem resolução espacial de

10 metros. O estudo permitiu entender a melhor forma de ocupação do meio, contribuindo para um melhor planejamento urbano do município de Cachoeiro de Itapemirim-ES.

PALAVRAS-CHAVE: Unidades de Terreno, Uso e ocupação do Meio, Planejamento urbano.

1 | INTRODUÇÃO

A partir do início do século XX, houve um acelerado processo de crescimento populacional e espacial das cidades no Brasil. Esse rápido crescimento e desenvolvimento têm sido um desafio para as ciências urbanas, principalmente o urbanismo e o seu principal método de atuação, o planejamento urbano. Este desempenha um papel fundamental na organização e desenvolvimento das cidades e sua eficiência depende, em grande parte, de um diagnóstico do meio físico e dos problemas a ele associados. Segundo Duarte (2011), cabe ao planejamento urbano constatar as modificações ambientais, sociais e econômicas que podem vir a ocorrer no processo de crescimento das cidades.

De acordo com Xavier *et al.*, (2015), a necessidade de investimento no desenvolvimento e uso da cartografia geotécnica teve maior importância a partir da entrada em vigor das leis 12.340/10 e 12.608/12 que instituem a Política

Nacional de Proteção e Defesa Civil - PNPDEC. Essa lei determina a criação de um cadastro nacional dos municípios com áreas suscetíveis à riscos geológicos e obriga os municípios cadastrados a elaborarem o mapeamento dessas áreas, bem como a elaboração de cartas geotécnicas de aptidão à urbanização.

Segundo Diniz (2012), a cartografia geotécnica pode ser considerada como uma técnica de integração, síntese e representação de informações temáticas da área da Geologia de Engenharia que é voltada para o planejamento ambiental urbano e territorial. Ela também permite a formulação de modelos capazes de prever o comportamento dos solos e o estudo de soluções para possíveis problemas tanto naturais, quanto decorrentes da ação antrópica, orientando sobre o uso da terra, a análise ambiental e as obras civis.

Uma alternativa viável, que reduz o tempo gasto com mapeamento e permite abranger extensas áreas para a confecção de cartas geotécnicas, é o emprego dos Sistemas de Informações Geográficas (SIGs) e Sensoriamento Remoto por Satélites, que são ferramentas que permitem uma melhor compreensão do espaço geográfico, bem como atividades humanas. Este trabalho aborda a utilização dos SIGs e Sensoriamento Remoto para a criação de Unidades de Terreno.

Uma Unidade de Terreno retrata uma divisão natural do terreno, que representa um conjunto de atributos relacionados pelos mesmos processos genéticos, permitindo assim, prever seu comportamento geotécnico potencial enquanto meio físico.

O objetivo deste trabalho é gerar uma Carta de Unidades de Terreno do município de Cachoeiro de Itapemirim - ES, que possui uma área territorial de aproximadamente 890,40 km², utilizando imagens Sentinel 2 e ALOS, bem como recomendações para o uso e ocupação do meio. Serão analisados diversos fatores, como: solo exposto, rede de drenagem, uso e ocupação do terreno, presença de rochas, cobertura vegetal e declividade.

2 | METODOLOGIA

Para a elaboração da Carta de Unidades de Terreno do município de Cachoeiro de Itapemirim foi utilizado o software ArcMap 10.5, o qual teve a função de gerar e interpolar os planos de dados: Mapa de Declividade e Mapa de Uso e Ocupação do Terreno.

Para o mapa de declividade, foi utilizada a cena AP_27306_FBS_f6760_RT1 do satélite ALOS, que possui resolução espacial de 12,5 metros e sua data de cobertura é 03 de novembro de 2011. A cena foi adquirida através da plataforma *Vertex* do órgão “*Alaska Satellite Facility*”.

Para o mapa de uso e ocupação do solo, utilizaram-se imagens Sentinel 2, que possuem resolução espacial de 10 metros e foram adquiridas através da plataforma “*Earth Explorer*”, dados esses, que são adquiridos, processados e gerados pela

Agência Espacial Européia (ESA) e administrados pelo Serviço Geológico dos Estados Unidos (USGS). Para cobrir o município de Cachoeiro de Itapemirim, foram necessárias duas cenas, L1C_T24KTB_A010202_20170605T125457 e L1C_T24KTC_A010202_20170605T125457, com data de cobertura em 06 de maio de 2017.

O motivo da escolha das imagens serem Sentinel 2 se dá, pois dentre as opções gratuitas disponíveis, essa é a que possui a maior taxa de amostragem, facilitando a escolha de imagens mais recentes e sem cobertura de nuvens, além de apresentar resolução espacial de 10 metros e espectral muito boa, possuindo 12 bandas.

2.1 Mapa de Uso e Ocupação do Terreno

Inicialmente fez-se uma composição colorida com as bandas 2, 3, 4 e 8 das cenas Sentinel 2. Em seguida, utilizando a ferramenta “*Segment Mean Shift*”, realizou-se a segmentação das imagens com base nas bandas 2, 3 e 8, obtendo um melhor resultado, para a posterior interpretação, com o valor dos parâmetros “*Spectral Detail*”, “*Spatial Detail*” e “*Minimum Segment Size in Pixels*”, 18,5, 17 e 20, respectivamente. A segmentação foi realizada em cada cena separadamente.

Findada esta etapa, prosseguiu-se para a criação das amostras de treinamento. Foram previamente estabelecidas 8 classes: Fragmento florestal, Cultivos, Pastagem, Plantação de eucalipto, Solo exposto, Corpo d’água, Edificações e Afloramento. Por meio da ferramenta “*Image Classification*”, foi selecionado um número significativo de alvos em cada classe para facilitar a posterior classificação. Em seguida, iniciou-se a aplicação do classificador em cada cena separadamente, por meio da ferramenta “*Interactive Supervised Classification*”.

Com as duas cenas classificadas, efetuou-se a etapa de mosaicagem. Para tal, utilizou-se a ferramenta “*Mosaic to New Raster*”. Após esse processo, obteve-se o Mapa de Uso e Ocupação do Terreno.

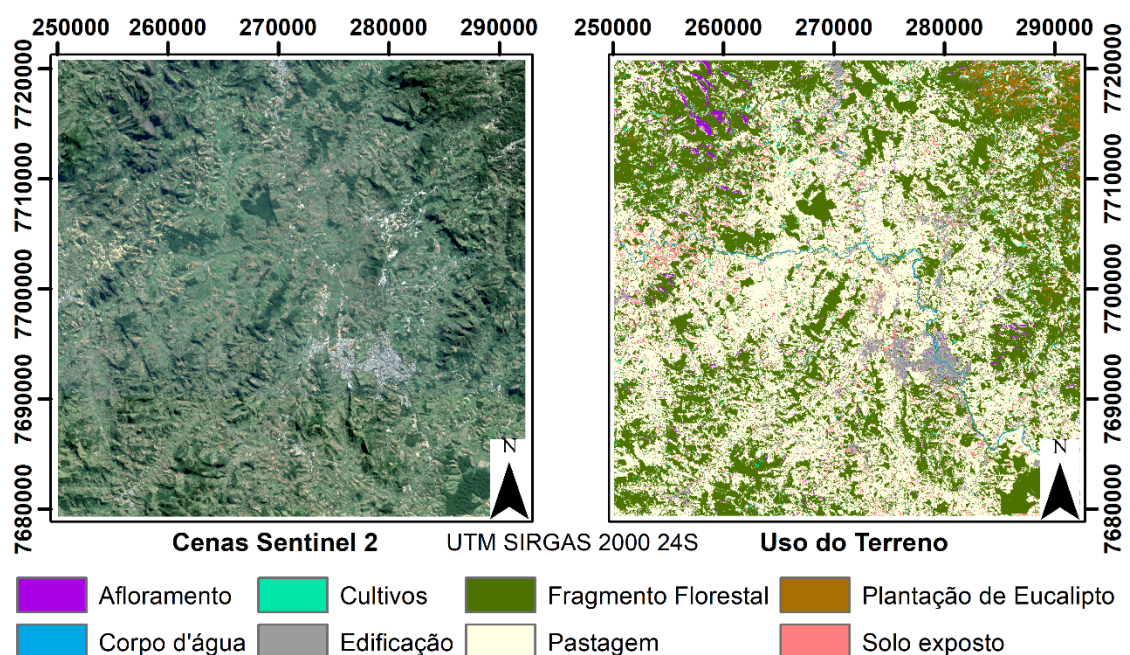


Figura 1. Imagem Sentinel 2 da área, à esquerda. Mapa da classificação gerada com base nas amostras de treinamento, à direita.

2.2 Mapa de Declividade

Para gerar o Mapa de Declividade, primeiramente executou-se a ferramenta “Slope” na cena ALOS, afim de gerar um *raster* com os valores de declividade de cada pixel do terreno. Foi feita uma reclassificação da imagem, para que os valores de declividade fossem agrupados em 3 classes, para facilitar a interpretação de acordo com os propósitos do trabalho. As classes geradas foram: Declividade Baixa (<30°), Declividade Média (30° a 45°) e Declividade Alta (>45°). Para esta etapa foi utilizada a ferramenta “reclassify”.

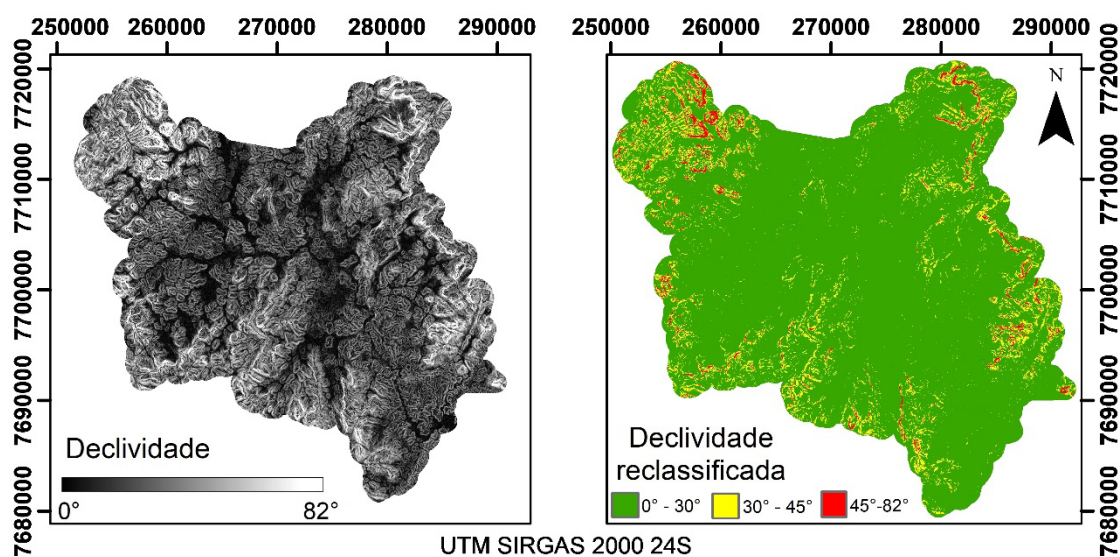


Figura 2. Mapa de declividade de cada pixel do terreno, à esquerda. Mapa de declividade reclassificada, à direita.

2.3 Sobreposição dos Planos de Dados

Tendo em mãos as duas imagens, de uso e ocupação do terreno e declividade reclassificada, partiu-se para a etapa de sobreposição dos dados. Por meio da ferramenta “Combine”, realizou-se uma análise combinatória *pixel a pixel* da sobreposição das duas imagens, gerando um produto final com a área da interseção das duas imagens (Figura 4). Foram geradas 24 classes de unidades de terreno, que estão mostradas na Tabela 1. As letras “(B)”, “(M)” e “(A)”, significam, respectivamente, declividade baixa, declividade média e declividade alta.

Valor	Qtd	Mosaico	Declividade reclassificada	Classe
1	5303291	2	1	Pastagem (B)
2	3566826	1	1	Fragmento florestal (B)
6	688223	1	2	Fragmento florestal (M)

7	324908	7	1	Solo exposto (B)
8	321976	3	1	Edificação (B)
10	253017	2	2	Pastagem (M)
3	148507	5	1	Plantação de eucalipto (B)
4	125683	6	1	Cultivos (B)
17	114459	1	3	Fragmento florestal (A)
5	102800	4	1	Afloramento (B)
9	59620	8	1	Corpo d'água (B)
16	36692	4	3	Afloramento (A)
15	34369	4	2	Afloramento (M)
14	27212	2	3	Pastagem (A)
19	18712	5	2	Plantação de eucalipto (M)
18	12258	6	2	Cultivos (M)
11	11024	7	2	Solo exposto (M)
12	9816	3	2	Edificação (M)
13	2965	3	3	Edificação (A)
21	896	6	3	Cultivos (A)
20	645	5	3	Plantação de eucalipto (A)
24	369	8	2	Corpo d'água (M)
23	320	7	3	Solo exposto (A)
22	42	8	3	Corpo d'água (A)

Tabela 1. Mapa com o resultado da sobreposição dos mapas de uso e ocupação do terreno e declividade.

3 | DISCUSSÕES E CONCLUSÕES

As imagens Sentinel-2 e ALOS mostraram-se muito eficientes para a elaboração da carta de unidades de terreno. O mapa gerado após a sobreposição dos planos de dados apresentou uma resolução espacial de 12,5 metros.

No mapa de declividade os valores variam de 0° a aproximadamente 82°, com as porções mais declivosas localizadas nos extremos do município e as mais baixas nas regiões centrais. O mapa de uso e ocupação do terreno mostrou-se condizente com a realidade, identificando de maneira satisfatória as 8 classes previamente estabelecidas, Fragmento florestal, Cultivos, Pastagem, Plantação de eucalipto, Solo exposto, Corpo d'água, Edificações e Afloramento.

Foram geradas 24 classes, que foram nomeadas de acordo com a combinação (Uso e ocupação do terreno + declividade) e determinou-se o significado de cada uma delas. A Tabela 2 agrupa as descrições feitas para cada classe.

De acordo com a Tabela 1 e com a Tabela 2, observa-se que quase 48% da área do município de Cachoeiro de Itapemirim é coberto por pastagens de baixa declividade. Essas são áreas que necessitam de rodízio vegetativo e deve ser evitada sua instalação em áreas de recarga de aquíferos.

Cerca de 32% da área são cobertas por fragmentos florestais de baixa declividade, essas zonas devem ser preservadas e podem ser indicadas para o extrativismo ecológico. Os fragmentos florestais de média declividade, cobrem cerca de 6% da área e como são vegetação nativa, devem ser mantidos como Áreas de Preservação Permanente (APPs).

Em cerca de 3% da área é observado solo exposto em declividades baixas. São regiões em que deve se dar uma atenção especial, pois trata-se de áreas susceptíveis à erosão hídrica, podendo causar um desgaste da camada superficial do solo. Faz-se necessário, uma intervenção imediata para implantação de cobertura vegetal, preferencialmente mata nativa, todavia podendo ser estabelecido cultivo agroecológico.

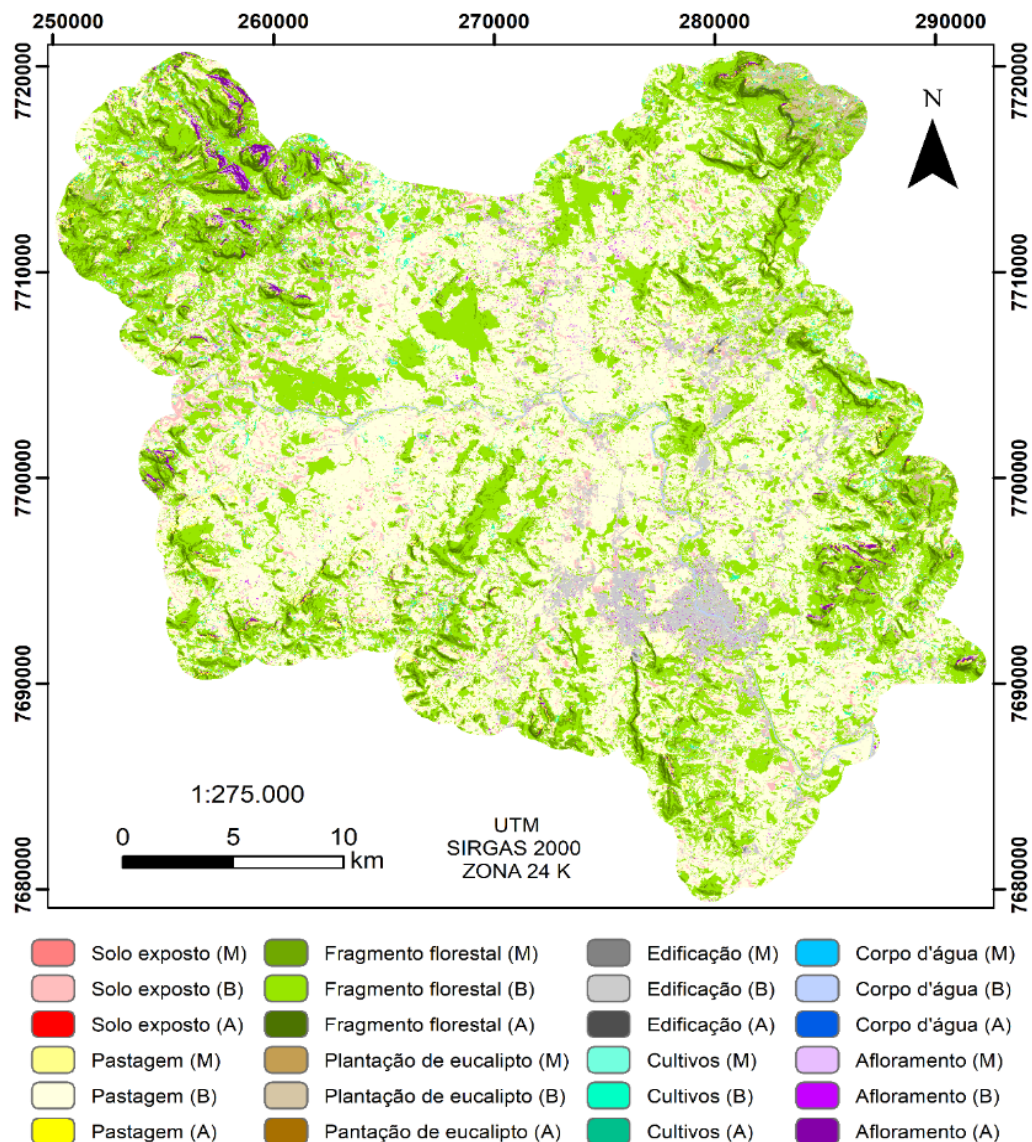


Figura 3. Mapa com as Unidades de Terreno, gerado a partir da sobreposição dos planos de dados.

Declividade reclassificada	Classe	Descrição
1	Pastagem (B)	Áreas naturalmente destinadas a pasto, necessitando de rodízio vegetativo e deve-se evitar sua instalação em áreas de recarga de aquíferos.
1	Fragmento florestal (B)	Áreas que devem ser preservadas e podem ser indicadas para o extrativismo ecológico.
2	Fragmento florestal (M)	Área de vegetação nativa, devendo-se manter como APP.
1	Solo exposto (B)	É necessária intervenção imediata para implantação de cobertura vegetal, preferencialmente mata nativa, mas podendo ser estabelecido cultivo agroecológico.
1	Edificação (B)	Áreas destinadas a edificações, mas que exigem uma ocupação ordenada do meio (rede de esgoto, fossa séptica, tratamento de resíduos).
2	Pastagem (M)	Áreas com possibilidade de erosão superficial acelerada, com especial atenção para evitar o ravinamento.
1	Plantação de eucalipto (B)	Áreas de cultivo extensivo, podendo ser indicadas para um cultivo agroecológico
1	Cultivos (B)	Áreas indicadas para cultivo, devendo-se ter preferência ao quarteamento das áreas ou estabelecer o cultivo agroecológico.
3	Fragmento florestal (A)	Área de preservação permanente (área provável de recarga de aquífero).
1	Afloramento (B)	Áreas não indicadas para cultivo ou extração, possivelmente indicadas para o geoturismo.
1	Corpo d'água (B)	Área de preservação permanente (área provável de recarga de aquífero).
3	Afloramento (A)	Alta susceptibilidade de queda de blocos e deslizamentos de lajedos (rochas são ou alterada).
2	Afloramento (M)	Média suscetibilidade de queda de blocos e deslizamentos de lajedos (rochas são ou alterada).
3	Pastagem (A)	Área não indicada para pasto, deve-se indicar outro uso sustentável para a área como agricultura agroecológica ou tornar-se APP com mata nativa, florestamento nativo.
2	Plantação de eucalipto (M)	Áreas de cultivo extensivo, podendo ser indicadas para um cultivo agroecológico.
2	Cultivos (M)	Áreas indicadas para cultivo, com um risco menor de deslizamento superficial, devendo-se ter preferência ao quarteamento das áreas ou estabelecer o cultivo agroecológico.
2	Solo exposto (M)	Área com maior susceptibilidade à erosão superficial, deve-se implantar mata nativa ou cultivo agroecológico.
2	Edificação (M)	Cuidados na forma construtiva, respeitando principalmente a declividade do terreno.
3	Edificação (A)	Cuidados na forma construtiva, respeitando principalmente a declividade do terreno
3	Cultivos (A)	Recomenda-se o manejo agroecológico, se possível transformar a área em APP.
3	Plantação de eucalipto (A)	Áreas de cultivo extensivo, podendo ser indicadas para um cultivo agroecológico.
2	Corpo d'água (M)	Área de preservação permanente (área provável de recarga de aquífero), deve-se evitar aproximação de gado.

3	Solo exposto (A)	Áreas de alta susceptibilidade à erosão superficial, altamente recomendado o manejo agroecológico ou preservação permanente.
3	Corpo d'água (A)	Área de preservação permanente (área provável de recarga de aquífero), deve-se evitar aproximação de gado.

Tabela 2. Descrição das classes de Unidades de Terreno.

Outra unidade em que deve ser dada uma atenção especial é a de edificações em declividades baixas, já que essa é a elevação predominante na área. Apesar de representarem cerca de 3%, essa unidade retrata regiões que exigem um planejamento para ocupação do meio, se fazendo necessários rede de esgoto, fossa séptica, tratamento de resíduos etc., evitando impactos ambientais negativos ao meio e propiciando um crescimento ordenado das cidades. As unidades remanescentes juntas representam cerca de 8% da área total do município e suas recomendações estão descritas na Tabela 2.

Nesse sentido, a elaboração de uma Carta de Unidades de Terreno para os municípios é de extrema importância, pois auxilia no planejamento e desenvolvimento do mesmo, fornecendo recomendações de um melhor uso e ocupação do meio.

REFERÊNCIAS

DINIZ, Noris de Costa. **Cartografia geotécnica por classificação de unidades de terreno e avaliação de suscetibilidade e aptidão**. Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental. Brasília.v.2, p. 31-40, 2012.

DUARTE, F. **Planejamento Urbano**. Curitiba: Ibpex, 2013.

LUPPI, A.S.L, Santos, A.R, Eugenio, F.C, Feitosa, L.S. **Utilização de Geotecnologia para o Mapeamento de Áreas de Preservação Permanente no Município de João Neiva, ES**. Floram - Floresta e Ambiente. V. 22(1), p. 13-22, 2015.

XAVIER, S.; PORTELLA, A.; BRESSANI, L. A. **Cartografia Geotécnica e Planejamento Urbano**. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, 15, 2015. Bento Gonçalves. p. 2-9.

ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO SILTE ARENOSO DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA COM CAL PARA USO EM PAVIMENTAÇÃO

Wagner Teixeira

Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia
Civil.
Curitiba – Paraná

Eclesielter Batista Moreira

Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia
Civil.
Porto Alegre – Rio Grande do Sul

João Luiz Rissardi

Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia
Civil.
Curitiba – Paraná

Vanessa Corrêa de Andrade

Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia
Civil.
Curitiba – Paraná

Ronaldo Luis dos Santos Izzo

Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia
Civil.
Curitiba – Paraná

RESUMO: Estabilização de solo através da adição de cal melhora numerosas características físico e químicas, entre todos os aspectos, propriedades mecânicas são as mais notáveis. Este artigo investiga o tratamento da adição de

cal em um solo argilo arenoso. Busca quantificar e validar a influência das adições de cal sobre a resistência de um solo proveniente da Formação Geológica de Guabirota. As misturas definidas através do método do pH foram: 3%, 5%, 7% e 9% de cal. O método responde que em 9% cessa as reações solo-cal. Ensaios de densidade real dos grãos, limites de Atterberg e compactação para solo puro e misturas foram realizados. Resultados de compactação mostram que o peso específico seco máximo diminui com a maior proporção de cal e o teor de umidade diminui até 5% e aumenta com 7% e 9%. Resultados mostram que resistência à compressão e à tração por compressão diametral aumentam com a quantidade de cal, diminuem porosidade e aumentam com o tempo de cura. Por fim, apresenta-se que a porosidade é um bom parâmetro para avaliar a resistência à compressão não confinada e resistência à tração por compressão diametral. **PALAVRAS-CHAVE:** Mistura Solo-cal, Estabilização de Solos, Tempo de Cura, Resistência de Solos.

ABSTRACT: Soil stabilization through the addition of lime improves numerous physical and chemical properties, among all, mechanical properties are the most highlighted. This article investigates the treatment of the addition of lime in a sandy silt soil. It seeks to quantify and

validate the influence of lime additions on the resistance of a soil from the Guabirotuba Geological Formation. The mixtures defined by the pH method were: 3%, 5%, 7% and 9% lime. The method responds that in 9% the soil-lime reactions cease. Tests of specific gravity, Atterberg limits and compaction for pure soil and mixtures were carried out. Compaction results show that the maximum specific dry weight decreases with the highest proportion of lime and the moisture content decreases up to 5% and increases with 7% and 9%. Results show that compressive strength and diametral compression traction increase with the amount of lime, decrease porosity and increase with the cure time. Finally, it is presented that the porosity is a good parameter to evaluate the resistance to the unconfined compression and the tensile strength by diametral compression.

KEYWORDS: Lime-soil Mixture, Soil Stabilization, Curing time, Soil Strength.

1 | INTRODUÇÃO

A sustentabilidade na engenharia é um aspecto complexo e em constante debate. O assunto é pauta de discussões em âmbito de congressos, simpósios, bem como inúmeras publicações de relevância. Nenhum outro setor consome tamanha matéria-prima de fontes tão diversas como a engenharia civil. Nesse âmbito, o profissional tem a difícil tarefa de propor ações que conduzam à redução de impactos ambientais, sem comprometer a competitividade econômica.

Conforme o Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM, 2014) o Brasil está na quinta posição de produção de cal mundial, com uma produção de 8,4 milhões de toneladas de cal no ano de 2013, a cal virgem representando 76% e a cal hidratada, 24% da produção nacional.

São vários os fatores que influenciam o comportamento mecânico de um solo tratado, são eles: quantidade de cal, porosidade, tempo de cura e teor de umidade. Com as variáveis definidas e estudadas, metodologias de dosagem podem ser criadas e adaptadas. Há vários estudos que comprovam sua eficácia (NUNEZ, 1991; JOHANN, 2013; JUNIOR, 2007; JUNIOR, 2011; LOVATO, 2004; AZEVEDO, 2010).

O objetivo deste trabalho é investigar o tratamento da adição de cal em um solo silte arenoso. Busca quantificar e validar a influência das adições de cal sobre a resistência de um solo proveniente da Formação Geológica de Guabirotuba.

2 | PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Coleta do solo, resíduos e cal

A coleta do solo (coloração amarela) foi realizada na data de 6 de junho de 2017, na avenida Rui Barbosa número 14800, no município de São José dos Pinhais (Figura 1).



Figura 1. Talude exposto da coleta de solo, faixa amarela.

A cal é do tipo CH3 hidratada, foi adquirida em lojas de materiais de construção, sendo armazenadas em recipientes de vidro adequadamente vedados para evitar sua hidratação prematura em função da umidade do ar. A cal é proveniente de Almirante Tamandaré, região metropolitana de Curitiba. Esta é a maior região produtora e beneficiadora de calcário da região, justificando sua escolha.

2.2 Dosagem das misturas

Para a dosagem da mistura solo-cal utilizou-se o método proposto por Eades e Grim (1966), também chamado de método de pH. O método analisa o pH do solo mais a cal suspensos em água, indicando a quantidade de cal necessária para alcançar o maior benefício da mistura. A dosagem é chamada de ponto fixo de cal, quanto mais cal adicionada, mais reações pozolânicas ocorrem, estabilizando a mistura até um ponto limite. O método define que o menor teor de cal que atingir o valor de pH igual a 12,4 é o necessário para estabilizar o solo.

Foram colocados 20 gramas de material, solo puro passante na peneira de nº 40 mais cal dentro de copos plásticos de 250 ml, nas proporções 0%, 0,5%, 1%, 1,5%, 2%, 3%, 4%, 5%, 7%, 9%, 11% de cal. Em seguida adicionaram-se 100 ml água destilada. Agitaram-se as misturas por 30 segundos a cada 10 minutos. Após 1 hora realizaram-se as medições de pH, os resultados estão na Figura 2

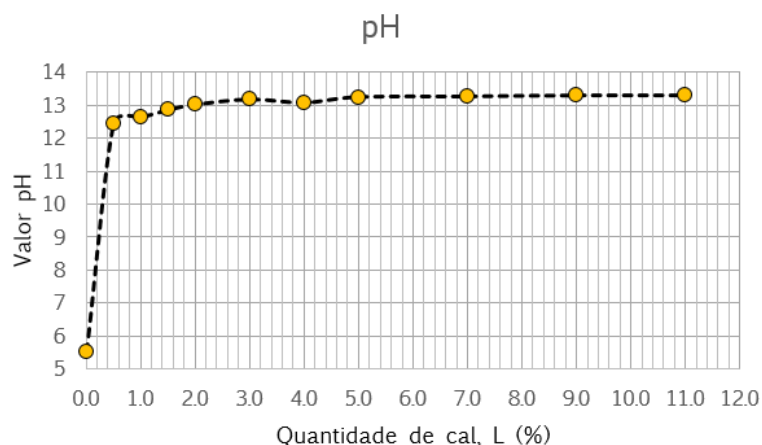


Figura 2. Valores de pH para diferentes misturas.

2.3 Caracterização do solo

A análise granulométrica foi realizada conforme NBR 7181/2016. Para a porção de finos realizou-se sedimentação com o uso de defloculante de hexa-metafosfato de sódio e, em paralelo, uma análise granulométrica a laser, a fim de confirmar resultados. Para a análise granulométrica a laser, fez-se uso do equipamento Microtrac modelo S3500 (Figura 3).

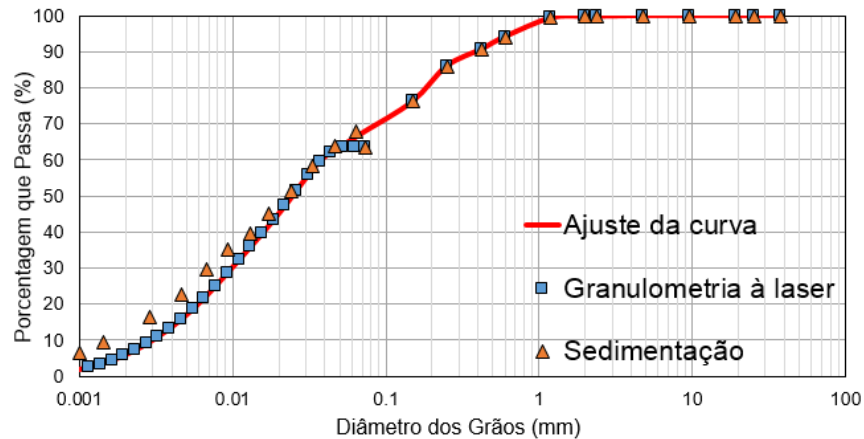


Figura 3. Curva granulométrica.

Os limites de Atterberg foram realizados conforme NBR 6459/1984 e NBR 7180/1984 (Tabela 1).

A densidade real dos grãos foi obtida conforme procedimento descrito na NBR 6458/2017, através de bomba e câmara à vácuo (Tabela 1).

A fim de se determinar os pesos específicos secos máximos ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e as umidades ótimas (w), foram realizados ensaios de proctor na energia normal para o solo puro e suas misturas (Figuras 4 e 5). Seguiu-se os processos normatizados na NBR 7182 (ABNT, 2016). As misturas realizadas foram de solo mais 3%, 5%, 7% e 9% de cal. Não houve alteração de pH entre 9% e 11% de cal, não justificando realizar misturas maiores que 9% de cal.

Propriedades do solo	Resultado
Densidade real dos grãos	2,625
Limites de consistência:	
Limite de liquidez (%)	50,37
Limite de plasticidade (%)	35,96
Índice de plasticidade	14,41
Classificação SUCS	MH
Ensaio de compactação:	
Umidade ótima (%)	26
Peso esp. seco máximo (kN/m ³)	13,72

Tabela 1. Caracterização do solo.

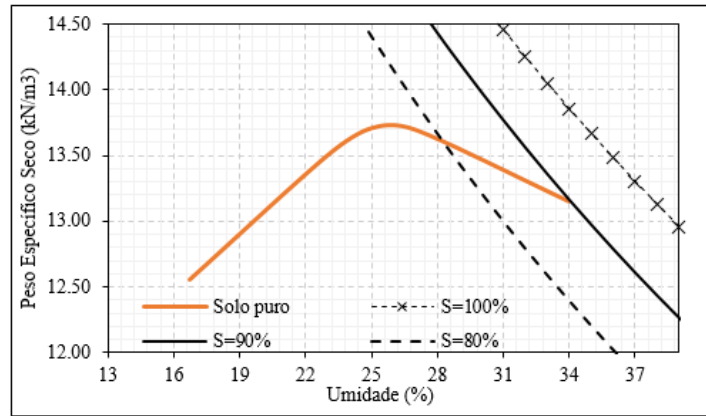


Figura 4. Curva compactação do solo puro.

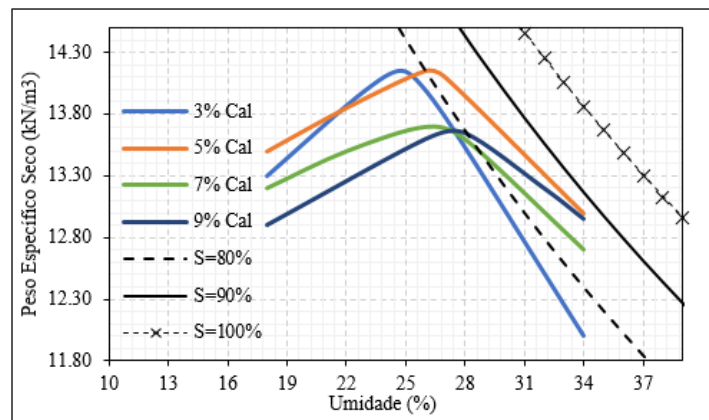


Figura 5. Curvas de compactação das misturas solo-cal.

A umidade ótima obtida aumentou conforme o aumento da quantidade de cal. O peso específico seco máximo diminuiu com o aumento de cal. Quando a cal é adicionada ao solo, as partículas se tornam floculadas, devido à substituição dos íons Na^+ da argila por íons Ca^{++} . Devido à floculação, a quantidade de vazios e o tamanho dos vazios no solo aumenta. A floculação é forte o suficiente para resistir aos esforços de compactação com um índice de vazios mais alto, reduzindo, portanto, o $\gamma_{\text{máx}}$ do solo. Quanto maior o número de vazios, mais água será necessária para preenchê-los, o que resulta em um teor de umidade maior, e uma curva de compactação mais achatada (SIVAPULLAIAH, et al., 1998).

2.4 Moldagem dos corpos de prova

A partir dos parâmetros obtidos nos ensaios de compactação, foram moldados corpos de prova de diâmetro igual a $5,00 \pm 0,05$ cm e altura igual a $10,00 \pm 0,05$ cm, em moldes de aço inox. Realizou-se de modo estático, com apenas uma camada, em uma prensa hidráulica manual.

A mistura foi feita na ordem solo e cal primeiramente, obtendo homogeneidade, para então adicionar e homogeneizar a água na mistura. A quantidade de cal a ser adicionada era calculada para que no final a mistura tenha a devida porcentagem de cal, ou seja, adicionada sobre a massa total. A quantidade de água a ser adicionada

era calculada sobre a massa total seca, incluindo a cal.

Procurou-se obter o teor de umidade mais próximo do ótimo (+- 0,5%) e um peso específico aparente seco não diferindo mais que 1% do obtido na curva de compactação. Em seguida embalados com papel filme, identificados e armazenados em câmara úmida para o processo de cura por 30 dias.

2.5 Ensaio de compressão simples não confinado

A resistência à compressão simples (RCS) do solo e das misturas foram determinados conforme os métodos propostos na NBR 12770 (ABNT, 1992), do tipo não adensado, não drenado e com a pressão de confinamento igual a zero ($\sigma_3=0$). Os ensaios foram realizados em triplicada, obtendo sempre a umidade logo após o ensaio, a fim de conferência com a umidade ótima respectiva. Admitiu-se os valores de tensão de ruptura de +- 10% da média, se um dos valores se diferiu da faixa, utilizou-se a média dos outros dois. O ensaio ocorreu no modo de deformação controlada, com a prensa configurada em uma velocidade de 1,27 mm/min. Foi utilizada uma prensa universal EMIC modelo DL 30.000 N, com célula de carga TRD-29 calibrada.

O resultado de resistência à compressão não confinada (q_u) foi calculado com a seguinte equação:

$$q_u = \frac{P}{A} \quad (1)$$

Onde:

q_u = resistência à compressão (N/cm²)

P = carga de ruptura máxima na curva tensão-deformação (N);

A = área transversal do corpo de prova (cm²);

2.6 Ensaio de tração por compressão diametral não confinado

A resistência à compressão diametral (RCD) do solo e das misturas foram determinados conforme os processos propostos na NBR 7222 (ABNT, 2016). Para este ensaio foi utilizado o mesmo equipamento do ensaio de resistência à compressão simples, porém com as amostras rompidas na horizontal. A velocidade da prensa para este ensaio foi de 1 mm/min.

A resistência à tração por compressão diametral foi calculada com a seguinte equação:

$$q_t = \frac{2 \times F}{\pi \times D \times H} \quad (2)$$

Onde:

q_t = resistência à tração (N/cm²)

F = carga de ruptura máxima na curva tensão-deformação (N);

D = diâmetro do corpo de prova (cm);

H = altura do corpo de prova (cm).

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Resistência à compressão simples não confinada

A resistência à compressão simples não confinada (q_u) obteve um gráfico em função da cura de 30 dias, observado na Figura 6.

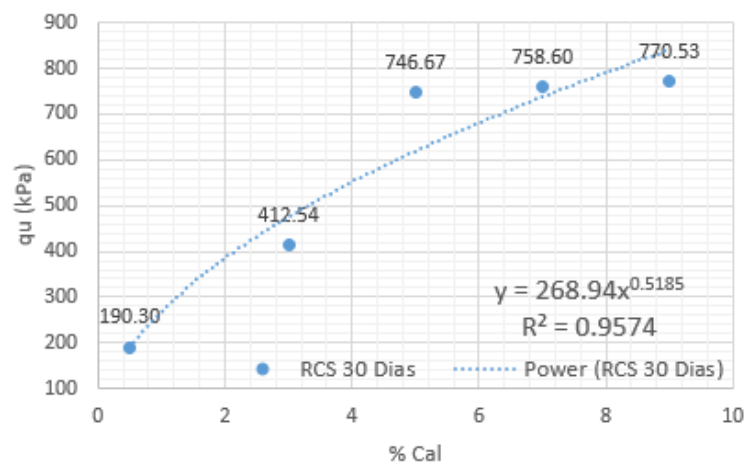


Figura 6. Resistência à compressão simples por porcentagem de cal.

Observa-se que o conteúdo de cal tem uma considerável influência na resistência à compressão. Os resultados da Figura 6 podem ser representados por uma equação potencial, sendo y igual à q_u e x igual à porcentagem de cal. Observa-se que a taxa de aumento de resistência diminui consideravelmente a partir de 5% de cal, relaciona-se com o pH, onde a partir de 5%, não houve considerável mudança no valor de pH, indicando que as reações estavam próximas de cessar.

3.2 Resistência à tração por compressão diametral não confinada

A resistência à tração por compressão não confinada (q_t) obteve um gráfico em função da cura de 30 dias, observado na Figura 7.

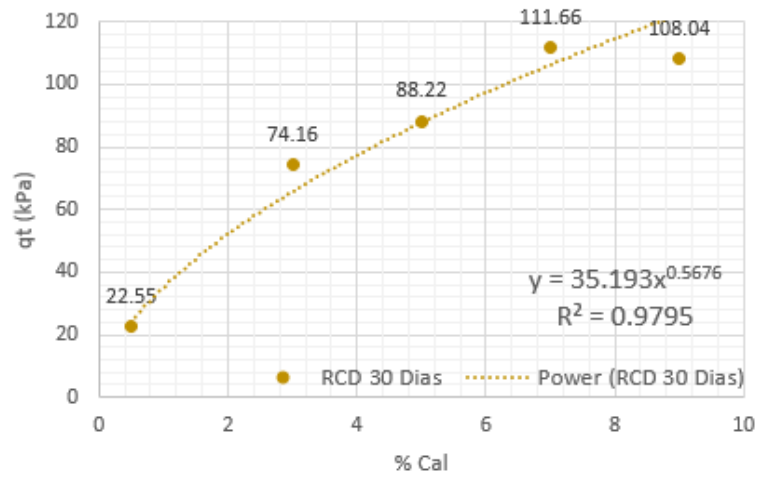


Figura 7. Resistência à tração por compressão diametral por porcentagem de cal.

Observa-se que o conteúdo de cal também tem uma considerável influência na resistência à tração. Os resultados da Figura 7 podem ser representados por uma equação potencial, sendo y igual à q_t e x igual à porcentagem de cal. Observa-se que a taxa de aumento de resistência diminui consideravelmente a partir de 7% de cal, relaciona-se com o pH, onde a partir de 7%, não houve considerável mudança no valor de pH, indicando que as reações estavam próximas de cessar.

3.3 Razão q_t/q_u

A relação da resistência à compressão por compressão diametral por compressão simples é apresentada na Figura 8.

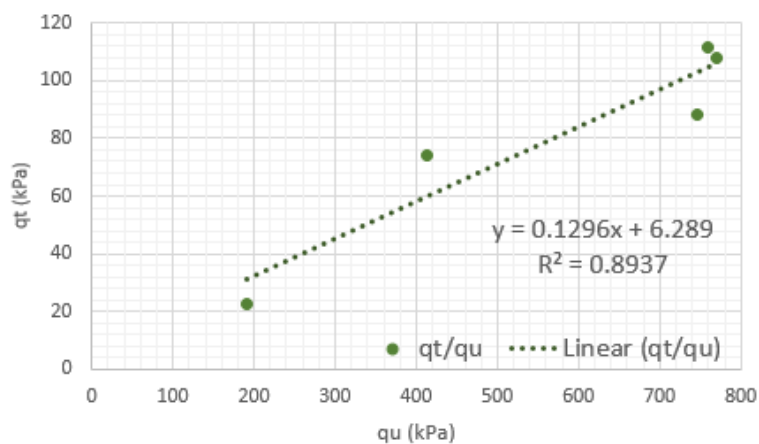


Figura 8. Razão q_t por q_u .

Como os dois ensaios tiveram um crescimento potencial, a relação q_t/q_u resultou em um crescimento linear, onde o y da equação é igual a q_t e x igual a q_u .

3.4 Efeitos da quantidade de cal e porosidade na resistência à compressão simples

A quantidade de cal em função da porosidade obteve uma função polinomial, observada na Figura 9.

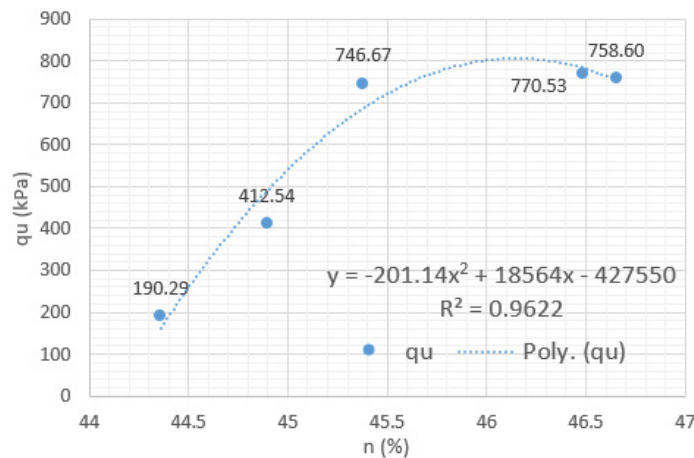


Figura 9. Variação q_u com porosidade.

A porosidade das amostras foram calculadas a partir da compactação das diferentes misturas. Conforme aumentava a quantidade de cal, o peso específico seco máximo diminuía. Portanto, tendo em mãos o volume das amostras e a densidade real dos grãos, obtia-se o valor da porosidade.

Entretanto, a porosidade diminuía com o aumento de cal, resultando em valores de resistência elevados. O que se pode obter dos resultados é que, as amostras ficam mais resistentes e porosas.

3.5 Efeitos da quantidade de cal e porosidade na resistência à tração por compressão diametral

A quantidade de cal em função da porosidade obteve uma função polinomial, observada na Figura 10.

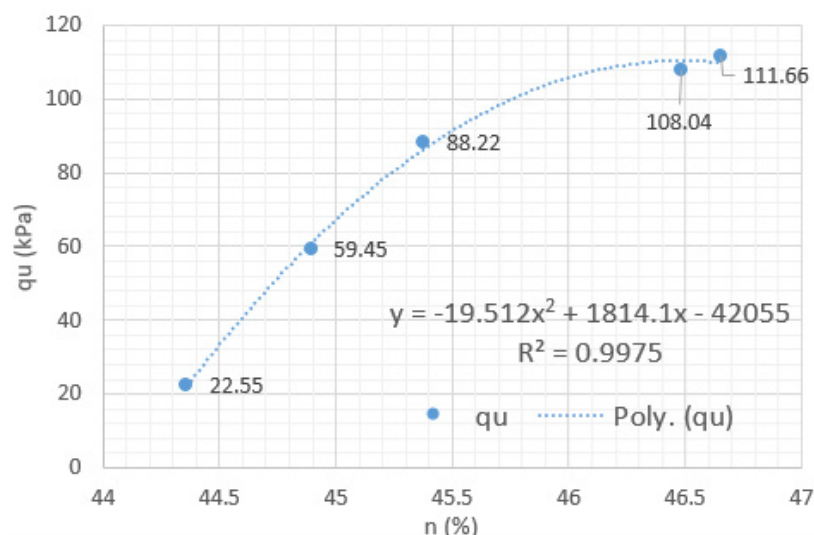


Figura 10. Variação q_t com porosidade

Para o caso de tração por compressão diametral, observou-se o mesmo que para os casos de compressão simples. A porosidade diminuía com o aumento de cal, resultando em valores de resistência elevados. O que se pode obter dos resultados é que, também, as amostras ficam mais resistentes e porosas.

CONCLUSÕES

O objetivo do trabalho era medir a influência da cal hidratada em ensaios de resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral, em um solo silte arenoso da formação geológica de Guabirota.

Como visto nos resultados, q_u e q_t são dependentes da quantidade de cal, não houveram variações de porosidade para a mesma quantidade de cal, para assim definir a dependência ou não da resistência com a porosidade.

Os valores de q_u e q_t aumentam significativamente com o tempo de cura de 30 dias e com as diferentes proporções de cal adicionadas.

A partir de 7% de cal, o aumento da resistência é significativamente menor, atribui-se à relação com o ensaio de pH, onde a partir de 5% de cal, cessam as reações.

A relação q_u/q_t mostrou-se linearmente crescente.

Os resultados de resistência variam conforme a quantidade de cal nas amostras, encaixando-se numa curva polinomial, podendo ser usadas como parâmetros para projetos de rodovias, por exemplo. A camada que deseja-se alcançar uma resistência satisfatória, estabilizada com cal, pode ser manipulada conforme a energia de compactação, dentro de uma mínima quantidade de cal, satisfazendo tempo e custos.

AGRADECIMENTOS

Os autores expressam os agradecimentos à Universidade Tecnológica Federal do Paraná e ao suporte financeiro da CAPES.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6458: Solo – Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2017.

_____. NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez: método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984.

_____. NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade: método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984.

_____. NBR 7181: Solo – Análise granulométrica: método de ensaio. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação: método de ensaio. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 7222: Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 12770: Solo coesivo – Determinação da resistência à compressão não confinada: método de ensaio. Rio de Janeiro, 1992.

AZEVÊDO, André L. C. *Estabilização de solos com adição de cal. Um estudo a respeito da reversibilidade das reações que acontecem no solo após a adição de cal.* 2010. 178 fls. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP, Ouro Preto, 2010.

DNPM – Departamento Nacional de Produção Mineral. 2014. Sumário Mineral 2014. Acesso em: <<http://www.dnpm.gov.br/dnpm/sumarios/cal-sumario-mineral-2014>> Acesso em: 10/04/2018.

EADES, J. L.; GRIM, R. E. *A Quick Test to Determine Lime Requirements For Lime Stabilization.* Highway Research Record. n. 139, p. 61-72. 1966. Washington, DC.

JOHANN, Amanda, D. R. *Metodologias para a previsão do comportamento mecânico e para a análise da variação da porosidade de um solo siltoso tratado com cal em diferentes tempos de cura.* 2013. 271 f. Tese (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, 2013.

JUNIOR, Luizmar, S. L. *Parâmetros de controle da resistência mecânica de solos tratados com cal, cimento e rocha basáltica pulverizada.* 2007. 148 f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, 2007.

JUNIOR, Luizmar, S. L. *Metodologia de previsão do comportamento mecânico de solos tratados com cal.* 2011. 226 f. Tese (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, 2011.

LOVATO, Rodrigo S. *Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Laterítico Estabilizado com Cal, aplicado à Pavimentação.* 2004. 164 f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, 2004.

NUNEZ, Washington, P. *Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação.* 1991. 171 f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, 1991.

SIVAPULLAIAH, Puvvadi. V.; PRASHANTH, J. P.; SRIDHARAN, A. Delay in compaction and importance of the lime fixation point on the strength and compaction characteristics of soil. Ground Improvement, n.2, p.27-32. 1998.

INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE CAL HIDRATADA NA RESISTÊNCIA DE SOLOS SEDIMENTARES

Jair de Jesús Arrieta Baldovino

Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
Curitiba, Brasil, estudante, yaderbal@hotmail.com

Eclesielter Batista Moreira

Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
Curitiba, Brasil, estudante, eclesielter_ebm@
hotmail.com

Ronaldo Luis Dos Santos Izzo

Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
Curitiba, Brasil, professor, izzo@utfpr.edu.br

Juliana Lundgren Rose

Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
Curitiba, Brasil, pesquisadora, julrose@gmail.com

Erico Rafael Da Silva

Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
Curitiba, Brasil, estudante, herico.rafael@hotmail.
com

Wagner Teixeira

Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
Curitiba, Brasil, estudante, texeira.wagner@
hotmail.com

Felipe Perretto

Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
Curitiba, Brasil, estudante, fperretto@utfpr.edu.br

Roberto Pan

Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
Curitiba, Brasil, estudante, vcrp07@gmail.com

à compressão simples (q_u ou UCS) de três solos da formação geológica Guabirotuba de Curitiba (Brasil) melhorados com cal hidratada. Para isso, três diferentes tipos de solos foram coletados em diferentes zonas da formação e depois foram submetidos corpos de prova de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura a ensaios de tração e compressão, logo de serem estabilizados com teores de 3,5,7 e 9% de cal e curados por um período de 30 dias em câmara úmida. Os corpos de prova foram moldados em diferentes pesos específicos secos aparentes e umidades para variar o valor da porosidade. Variáveis como a relação volume de vazios/volume de cal e porosidade/ teor volumétrico (η/L_v) de cal foram avaliados no estudo e sua influência sobre a relação q_t/q_u . Os resultados demonstram que o valor de q_t varia entre 10% e 16% do valor de q_u . Por outra parte, os resultados de q_t e q_u seguem uma única tendência com o emprego da relação η/L_v ajustada a um expoente, quando os resultados das resistências são normalizados.

INFLUENCE OF HYDRATED LIME ADDITION ON SEDIMENTARY SOILS STRENGTH

ABSTRACT: The present work aims to determine the relationship between the split tensile strength (q_t or STS) and the unconfined compression strength (q_u or UCS) of three soils

RESUMO: O presente trabalho tem como objetivo determinar a relação entre a resistência à tração indireta (q_t ou STS) e a resistência

of Guabirotuba Geological Formation of Curitiba (Brazil) improved with hydrated lime. For this, three different types of soils were collected in different zones of the formation, and then test specimens of 50 mm diameter and 100 mm height were submitted to tensile and compression tests, after having been stabilized with contents of 3, 5, 7 and 9% of lime and cured for a period of 30 days on a wet chamber. The specimens were molded in different apparent specific dry weights and water content to vary the porosity value. Variables such as the volume of voids/volume of lime ratio and porosity/volumetric lime content ratio (η/L_v) were evaluated in the study and its influence on the relation q_t/q_u . The results show that the value of q_t varies between 10% and 16% of the value of q_u . On the other hand, the results of q_t and q_u follow a single trend with the use of the ratio η/L_v adjusted to an exponent, when the results of the resistances are normalized.

1 | INTRODUÇÃO

Quando alguns solos coesivos são misturados com cal e depois compactados, se produz uma estabilização no solo devido a várias reações químicas e físicas. As reações entre a cal e os minerais de argila presentes no solo resultam em mudanças das propriedades plásticas e estrutura do solo e por tanto em uma maior capacidade de carga e resistência mecânica. Schanz et al. (2017), Abd el-aziz et al. (2013), Alrubaye et al. (2017) e Mohd Yunus et al. (2017) indicam que as mudanças mais importantes nos solos estabilizados com cal incluem: coagulação, agregação, afinidade reduzida para a água, compatibilidade melhorada e maior resistência mecânica. Outro efeito importante com a adição de cal é diminuição da expansão e da contração nos solos (Emarah e Seleem, 2017; Belchior et al., 2017; Abd el-aziz et al., 2013; Schanz et al., 2017; Robin et al., 2015; Thyagaraj et al., 2014). Um dos efeitos mais importantes da adição de cal é o ganho na resistência mecânica, cujo aumento depende de vários fatores como o tempo de cura, o teor de cal usado e a temperatura. A reação imediata entre solo e a cal é que a adição de cal provoca um aumento imediato no pH da água do solo devido à dissolução parcial de Ca(OH)_2 .

As melhorias desde o ponto de vista geotécnico das misturas solo-cal são atribuídas a quatro reações básicas:

Troca de cátions: As ordens de substituição dos cátions comuns associados aos solos são dadas pela série isotrópica: $\text{Na}^+ < \text{K}^+ < \text{Ca}^{++} < \text{Mg}^{++}$. Um cátion vai ter uma tendência à esquerda dela, e os cátions monovalentes são geralmente substituíveis por cátions multivalentes. Em alguns casos, o complexo de troca é praticamente Ca^{++} saturado antes da adição de cal e a troca de cátions não acontece, ou é minimizada.

Floculação e aglomeração de partículas: Essas reações resultam em mudanças aparentes na textura (junto com a troca de cátions) são principalmente responsáveis pelas mudanças na plasticidade, características de expansão e contração e na trabalhabilidade, mas não produz aumento na resistência mecânica das misturas solo-

cal.

Carbonatação da cal: A cal reage com o dióxido de carbono para formar os agentes de cimentação: carbonatos de Ca e Mg. A Carbonatação da cal é uma das reações mais lentas e seu efeito pode aparecer em dias, meses ou anos (Ola, 1978).

Reação pozolânica: Esta é uma reação entre a sílica do solo e a alumina da cal para formar vários tipos de agentes de cimentação. Os agentes de cimentação são geralmente considerados como a principal fonte para o aumento na resistência mecânica na mistura. Semelhantemente à carbonatação da cal a reação pozolânica pode acontecer desde dias até anos.

De acordo com Ingles e Metcalf (1972), a cal reage com minerais de argila para formar um gel de silicato de cálcio hidrossolúvel. Com o tempo, este gel cristaliza gradualmente em agentes de cimentação bem definidos, tais como hidratos de cálcio e silicato e hidrato de aluminato de cálcio. A alta alcalinidade em presença de água altera as condições físico-químicas das superfícies minerais de argila e, portanto, facilita o desenvolvimento de novos minerais através de reações pozolânicas responsáveis pela formação dos agentes cimentantes. A reação prossegue somente enquanto a água está presente e é capaz de transportar íons de cálcio e hidroxilo para a superfície da argila. Os minerais de argila que geralmente são encontrados em solos residuais tropicais, como a caulinita, a haloisita e os hidróxidos de alumínio cristalizado, também contribuem para as reações pozolânicas, enquanto os compostos de ferro são considerados nocivos ou neutros (de Brito Galvão et al., 2004). Os principais componentes dos solos lateríticos tropicais que são responsáveis por reações pozolânicas e as reações a longo prazo, são sílica amorfa e alumina (Townsend et al., 1971). Quando adicionado a um solo, a cal induz uma redução do teor de água por hidratação (formação de hidróxido de cálcio a partir de óxido de cálcio) e evaporação (reação de hidratação exotérmica), também provoca a floculação das partículas, reduzindo ainda mais a plasticidade do solo. Além disso, leva à formação de compostos cimentantes através de reações pozolânicas que unem as partículas do solo e resultam na melhoria da viabilidade do solo e do seu comportamento mecânico a longo prazo após a compactação (Bourokba Mrabent et al., 2017).

A relação tração/compressão fornece um parâmetro de grande utilidade devido a que se podem estimar valores de q_t ou q_u partindo de um valor real único entre eles, também podendo-se estabelecer resistências mecânicas empíricas de maneira rápida no campo. Alguns autores manifestam a importância da relação q_t/q_u como por exemplo Thomsom (1965), encontrou valores de q_t/q_u entre 0,10 e 0,16 para diferentes solos finos estabilizados com cal em diferentes tempos de cura. Consoli et al. (2012a) avaliou o comportamento mecânico de um solo siltoso tratado com cal com 30 dias de cura encontrando um valor de $q_t/q_u = 0,16$. Consoli et al. (2012b) encontrou um valor da relação $q_t/q_u = 0,15$ para um silte reforçado com fibras de polipropileno e com cal hidratada. Por outra parte, os estudos realizados por Johann (2013) revelam que em média $q_t/q_u = 0,09$. Recentemente Novaes (2016) encontrou uma relação $q_t/q_u = 0,13$

para misturas de cal de carbureto com cinza volante. Assim, o presente trabalho procura calcular a relação q_t/q_u de três solos da Formação Guabirota da cidade de Curitiba no Brasil tratados com cal hidratada com 30 dias de cura.

2 | MATERIAIS

2.1 Solos

Três tipos de solos foram usados para estudar a sua relação de tração/compressão simples. O Quadro 1 apresenta as propriedades físicas dos solos. O solo 1 foi coletado no Município Fazenda Rio Grande/PR, o solo 2 foi coletado no Município São José dos Pinhais/PR e solo 3 foi coletado no Município de Curitiba/PR, onde todos fazem parte da mesma Formação Geológica Guabirota. Segundo a classificação unificada de solos (SUCS), os três solos são classificados como silte elástico com areia (MH). O solo 1 apresenta uma coloração vermelha suave, o solo 2 uma coloração amarela e o solo 3 uma coloratura vermelha, as amostras de solo são apresentadas na Figura 1, demonstrando assim a diferença de coloração. Os ensaios de granulometria dos solos foram realizados de acordo à ASTM D2487 (ASTM 2000), limites de Atterberg dos solos de acordo à ASTM 4318 (ASTM 2010) e massa específica real dos grãos dos solos de acordo à ASTM D854 (ASTM 2014).

Propriedade	Solo 1	Solo 2	Solo 3
Limite de liquidez	53,1%	50,4%	47,74%
Índice de plasticidade	21,3%	14,41%	14,24%
Massa específica real dos grãos (g/cm^3)	2,71	2,63	2,61
Areia grossa ($2,0\text{ mm} < f < 4,75\text{ mm}$)	0%	6,0%	2,81%
Areia média ($0,42\text{ mm} < f < 2,0\text{ mm}$)	7,5%	12,0%	6,52%
Areia fina ($0,075\text{ mm} < f < 0,42\text{ mm}$)	25,9%	15,0%	16,38%
Silte ($0,002\text{ mm} < f < 0,075\text{ mm}$)	57,6%	53,0%	54,0%
Argila ($f < 0,002\text{ mm}$)	9,3%	14,0%	20,29%
Diâmetro efetivo (D_{50})	0,025 mm	0,030 mm	0,034mm
Classificação pelo SUCS	MH	MH	ML

Quadro 1- Propriedades físicas dos solos

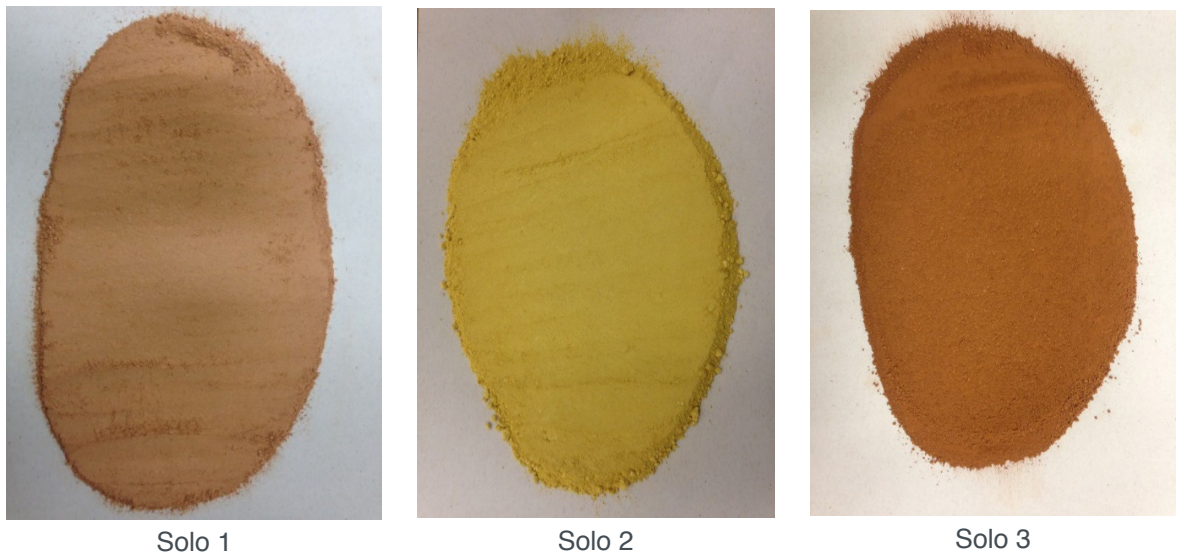


Figura 1- Coloraturas dos solos

2.2 Água

A água empregada tanto para a moldagem de corpos de prova como para os ensaios de caracterização do solo foi destilada conforme as especificações das normas, enquanto está livre de impurezas e evita as reações não desejadas.

2.3 Cal

A cal usada para o estudo foi uma cal hidratada dolomítica CH-III composta principalmente por hidróxidos de cálcio $-Ca(OH)_2-$ e magnésio $-Mg(OH)_2-$, produzida no município de Almirante Tamandaré, região metropolitana de Curitiba. O percentual retido acumulado no diâmetro 0,075 mm foi de 9% ($\leq 15\%$, como especifica a norma NBR 7175 de 2003). A massa específica da cal é igual a $2,39 \text{ g/cm}^3$.

3 | METODOLOGIA

3.1 Ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral

Para os ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral foram moldados corpos de prova de 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro. Os três solos foram secados totalmente em estufa a temperatura de $100 \pm 5^\circ\text{C}$ e logo colocados em porções uniformemente distribuídas para ser misturados com diferentes teores de cal. Adicionou-se a quantidade de cal seca com referência ao peso seco da amostra de solo. Realizou-se a mistura do solo com a cal de modo que a mistura ficasse a mais homogênea possível. Em seguida, foi adicionada uma porcentagem de água em peso, sendo esta porcentagem referente ao teor de água ótimo da mistura definida pelos pontos de moldagem.

As amostras para a moldagem dos corpos de prova foram compactadas estaticamente em duas camadas com um molde de aço inox com diâmetro interno de

50 mm, altura de 100 mm e espessura de 5mm, nas condições ótimas. Para assegurar o peso específico, foi realizado o cálculo do volume do molde e do peso de mistura úmida necessários para cada corpo de prova. Após esses cálculos, foram pesados a quantidade necessária para cada corpo de prova. Depois do processo de compactação, a amostra foi retirada do molde com a ajuda de um extrator hidráulico.

Os corpos de prova foram pesados em uma balança de precisão de 0,01 g e eram tomadas as dimensões do mesmo com o uso de um paquímetro de 0,1 mm de erro. Os corpos de provas extraídos foram envoltos com plástico transparente para assegurar a não perda da umidade. Por último, levou-se os corpos de prova para câmara úmida para processo de cura durante 30 dias a temperatura média de 25°C, para prevenir mudanças significativas no controle de umidade até o dia do ensaio. As amostras tinham que respeitar os seguintes erros máximos para serem usadas para o ensaio de compressão simples e tração por compressão diametral: dimensões das amostras com diâmetro de $\pm 0,5$ mm e altura de ± 1 mm, massa específica aparente seca (ρ) de $\pm 1\%$ e teor de umidade (w) de $\pm 0,5\%$.

Para a realização dos ensaios de compressão simples foi usada uma prensa automática com capacidade máxima de 10 kN com anéis calibrados para carga axial com capacidade de 4,5 kN e 10 kN. Os ensaios foram feitos com um sistema de coleta de dados automatizado, medindo, principalmente, a força aplicada, a deformação, com sensibilidade de 0,001 mm, e a velocidade (1 mm/s) do ensaio.

Os procedimentos dos ensaios de compressão simples seguiram a norma brasileira NBR 12770 (ABNT, 1992). A resistência a compressão simples é o valor da carga máxima de ruptura do material ou o valor da pressão correspondente à carga na qual ocorre deformação específica do cilindro de 20%, naqueles casos em que a curva tensão-deformação axial não apresenta um pico máximo. Adota-se a resistência à compressão não confinada ou simples (q_u) de acordo com a seguinte expressão, quando, no ensaio a curva tensão-deformação axial, alcança-se um pico máximo:

$$q_u = \frac{P_R}{A_T} \quad [1]$$

Onde P_R é a carga de ruptura no pico da curva tensão-deformação axial e A_T é a área transversal corrigida do corpo de prova. Para os ensaios de tração por compressão diametral foi usada a mesma prensa que se usou para os ensaios de compressão simples. O ensaio de tração por compressão diametral, também chamado de ensaio de tração indireta ou ensaio brasileiro, foi desenvolvido de maneira independente no Brasil e no Japão em 1943. O ensaio é realizado por meio da aplicação de uma carga de compressão em um corpo de prova cilíndrico que se encontra entre duas peças retangulares, com dimensões em função do diâmetro do corpo de prova, localizadas de maneira diametralmente opostas, conforme a Figura 2.

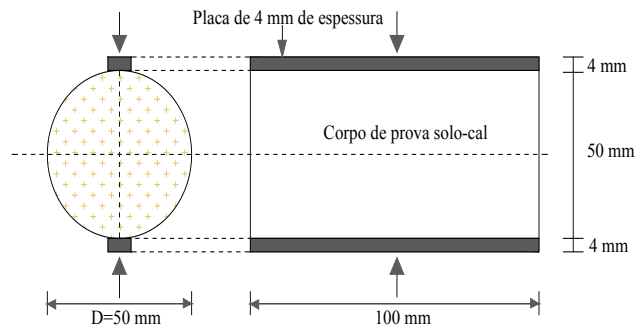


Figura 2- Corpo de prova solo-cal submetido ao ensaio de tração por compressão diametral

A resistência à tração por compressão diametral ou tração indireta é calculada com a seguinte expressão:

$$q_t = \frac{2 P_R}{\pi D L} \quad [2]$$

Onde P_R é a carga de ruptura no pico da curva tensão-deformação diametral, D e L são o diâmetro e o comprimento do corpo de prova, respectivamente. Os ensaios de resistência à tração indireta seguiram as recomendações da norma brasileira ASTM C496-96 (ASTM, 1996). Os corpos de prova para os ensaios de resistência à compressão e tração foram imersos em água destilada 24 horas antes dos testes com a finalidade de diminuir o efeito da sucção.

3.2 Pontos de moldagem

Os pontos de moldagem foram escolhidos de maneira que variasse a porosidade e o peso específico seco aparente dos corpos de prova para estudar o efeito da relação vazios/cal ou porosidade/teor volumétrico de cal sobre a resistência à compressão simples e tração por compressão diametral, tal e como proposto nos estudos de Consoli et al. (2012a, 2012b). Assim, o Quadro 2 apresenta os pontos de moldagem escolhidos para cada tipo de solo como também o número de corpos de prova.

Tipo de solo	Massa específica seca aparente (g/cm ³)	Teor de umidade de moldagem (%)	Teor de cal (sobre a massa seca do solo)	Corpos de prova (unidade)
Solo 1	1,38	28,5	3,5,7 e 9	72 (para q_t e q_u)
	1,52	20		
	1,62	22,5		
Solo 2	1,65	17,9	5, 7 e 9	18 (para q_t e q_u)
	1,50	21,9		
	1,35	27		
Solo 3	1,60	25	3, 5, 7 e 9	24 (para q_t e q_u)
	1,41			

Quadro 2- Pontos de moldagem e número de corpos de prova

3.3 Relações peso-volume dos corpos de prova solo-cal

Os corpos de prova moldados para a realização dos ensaios de resistência à compressão e à tração estão compostos por 4 fases volumétricas e de peso: solo, cal, água e ar. A quantidade de cal seca em pó (por exemplo: 3%, 5%, 7%, 9%) é adicionada em referência à massa seca do solo, sendo a massa seca dos sólidos do corpo de prova calculada como:

$$W_{ds} = W_d + W_d \left(\frac{L}{100} \right) \quad [3]$$

Onde W_{ds} é a massa seca dos sólidos (solo+cal), W_d é a massa seca do solo e L é a quantidade adicionada de cal em porcentagem. Então da Equação [3], W_d pode ser calculado como:

$$W_d = \frac{W_{ds}}{1 + \frac{L}{100}} \quad [4]$$

O valor de W_{ds} pode ser encontrado se a massa específica seca aparente de moldagem do corpo de prova (g_d) é multiplicado por seu volume (V_s). Assim, o valor de W_d resulta:

$$W_d = \frac{\gamma_d V_s}{1 + \frac{L}{100}} \quad [5]$$

Para encontrar o valor do volume de solo (V_{ss}) contido no corpo de prova, deve-se dividir a Equação [5] pela massa específica real dos grãos do solo (g_s). Onde g_s é G_{ss} multiplicado pela massa específica da água ($g_s = G_{ss} g_w$). O valor de V_{ss} resulta em:

$$V_{ss} = \frac{\frac{\gamma_d V_s}{1 + \frac{L}{100}}}{G_{ss} \gamma_w} \quad [6]$$

Da mesma maneira a massa da cal (M_L) pode ser calculado como uma porcentagem de W_d (Equação [5]). Assim, o volume da cal (V_L) também pode ser calculado se sua massa é dividida pela massa específica real dos grãos de cal γ_L ($\gamma_L = G_{sL} \gamma_w$):

$$V_L = \frac{\left(\frac{\gamma_d V_s}{1 + \frac{L}{100}}\right) \left(\frac{L}{100}\right)}{G_{sL} \gamma_w} \quad [7]$$

O valor da porosidade pode ser calculado como:

$$\eta = 100 - 100 \frac{V_{ss} + V_L}{V_s} \quad [8]$$

Colocando as Equações [6] e [7] na Equação [8] produz a expressão geral para determinar a porosidade de qualquer corpo de prova solo-cal:

$$\eta = 100 - 100 \frac{\frac{\left(\frac{\gamma_d V_s}{1 + \frac{L}{100}}\right)}{\gamma_{ss}} + \frac{\left(\frac{\gamma_d V_s}{1 + \frac{L}{100}}\right) \left(\frac{L}{100}\right)}{\gamma_{sL}}}{V_s} \quad [9]$$

O teor volumétrico de cal é definido como a razão entre volume cal pelo volume de um corpo de prova. L_v pode ser calculado com a Equação [10]:

$$L_v = \frac{100 \left(\left(\frac{V_s \gamma_d}{1 + L/100} \right) \left(\frac{L}{100} \right) / G_{sL} \right)}{V_s} \quad [10]$$

O teor volumétrico aumenta com o aumento do teor de cal enquanto a relação porosidade/teor volumétrico diminui. Assim, pode-se estabelecer segundo Consoli et al. (2012a) uma relação entre os vazios e cal denominada relação vazios/cal ou porosidade/teor volumétrico de cal:

$$\frac{\eta}{L_v} = \frac{V_v/V_s}{V_L/V_s} = \frac{V_v}{V_L} = \frac{\text{Volume de Vazios}}{\text{Volume de Cal}} \quad [11]$$

4 | RESULTADOS

A Figura 3 mostra os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples e à tração indireta. Nota-se que a resistência à compressão simples varia entre 435 e 3010 kPa e a tração varia entre 65 e 520 kPa. A Figura 4 apresenta os resultados de tração e compressão simples do solo 2 tratado com cal; os valores de q_u variaram entre

190 e 1020 kPa e os valores de q_t variaram entre 20 e 110 kPa. Finalmente, a Figura 5 exibe os resultados de q_u e q_t do solo 3 misturado com cal mostrando valores de compressão entre 800 e 3800 kPa e de tração entre 115 e 425 kPa. Os valores de q_t e q_u foram estudados e plotados influenciados pela relação porosidade/teor volumétrico de cal obtida pela divisão das Equações [9] e [10]. A relação η/L_v constitui-se como o principal parâmetro que influencia nos valores de resistência de solos cimentados artificialmente (Consoli et al., 2012a; 2012b). Para fornecer uma melhor tendência dos pontos experimentais de resistência e obter um melhor coeficiente de determinação o valor do teor volumétrico de cal ajusta-se a um expoente C. O expoente C depende do tipo de solo e do tipo de agente cimentante. Na presente pesquisa o valor de C foi obtido entre 0,1 e 1,0 com variações de 0,01. Para o solo 1 o valor de C que forneceu o melhor ajuste para os pontos experimentais de tração e compressão foi de 0,20; para o solo 2 foi de 0,10 e para o solo 3 foi de 0,15 como pode ser visto nas Figuras 3, 4 e 5, respectivamente.

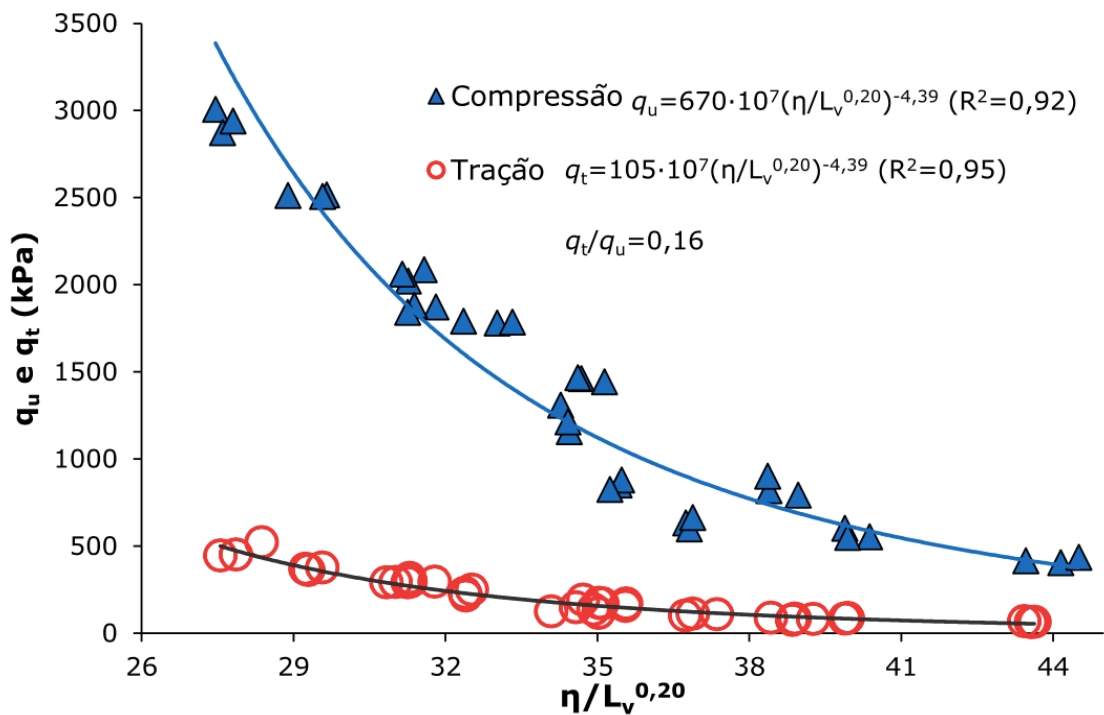


Figura 3- Relação tração/compressão do solo 1

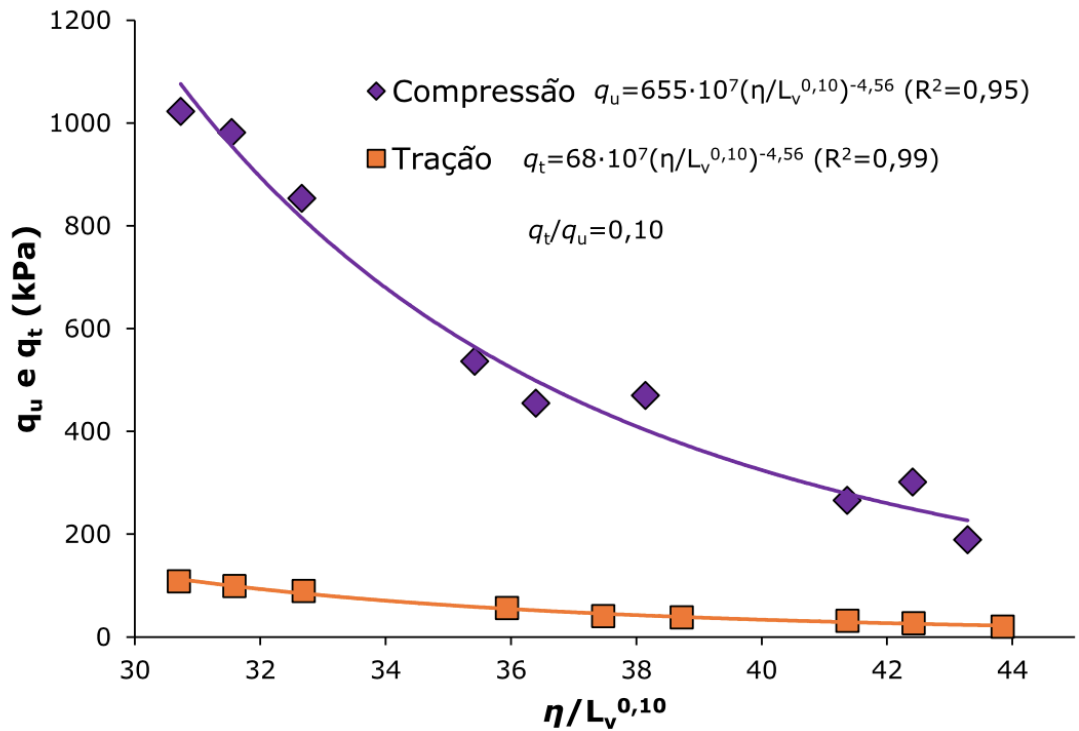


Figura 4- Relação tração/compressão do solo 2

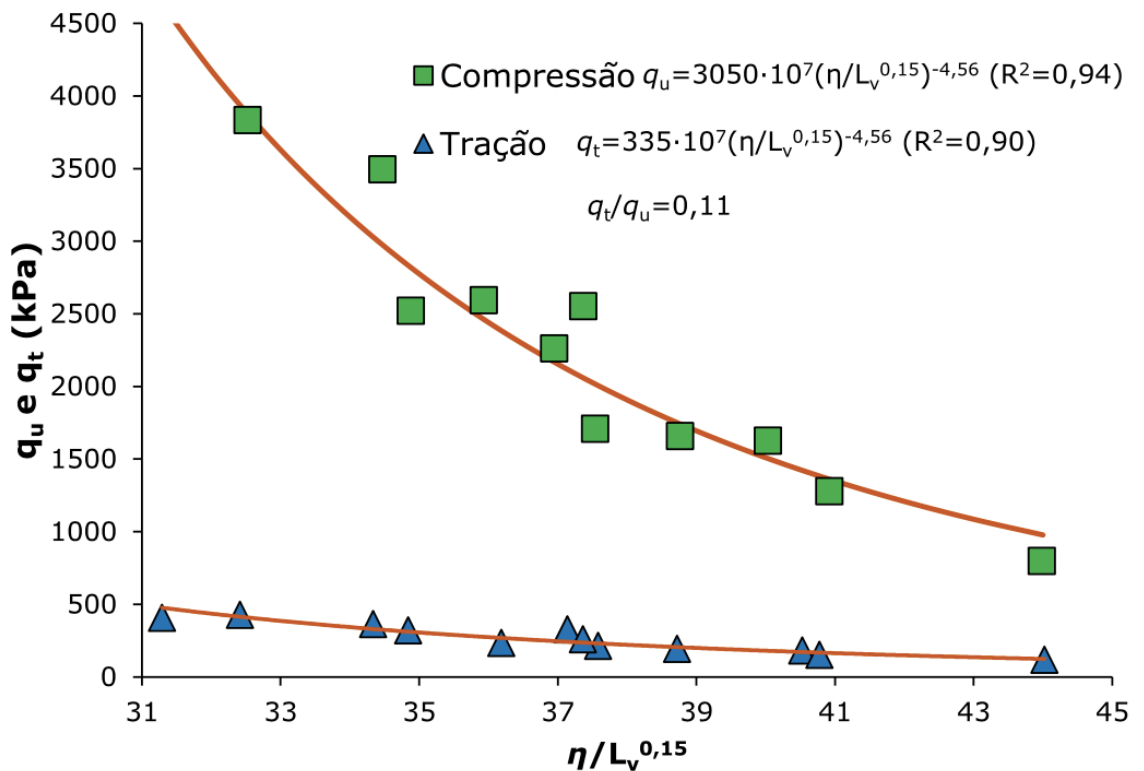


Figura 5- Relação tração/compressão do solo 3

As Figuras 3-5 exibem um crescimento da resistência à tração e à compressão simples com a diminuição da relação vazios cal ajustada a um expoente C (η/L_v^C). O uso de η/L_v^C fornece excelentes ajustes (coeficientes de determinação entre 0,90 e 0,99) da evolução de q_u e q_t . A evolução de q_u e q_t é descrita por uma equação potencial que segue a forma:

$$q_u \text{ ou } q_t = A \left(\frac{\eta}{L_v^C} \right)^{-B} \quad [12]$$

onde A e B são constantes dependentes dos ajustes matemáticos. Segundo Baldovino et al. (2018) e Consoli et al. (2012b) o valor de A cresce com o tempo de cura, o que significa que as resistências q_t e q_u também aumentam, já o valor de B fica constante com o tempo de cura. Assim, se a tração e a compressão simples seguem a mesma equação, pode-se determinar um cociente q_t/q_u para cada tipo de solo estudado. Ao realizar a operação matemática o valor $(\eta/L_v^C)^{-B}$ é eliminado pela divisão sendo o valor de q_t/q_u dependente da constante A em função da tração $f(q_t)$ e da compressão simples $f(q_u)$:

$$\frac{q_t = A_{f(q_t)} \left(\frac{\eta}{L_v^C} \right)^{-B}}{q_u = A_{f(q_u)} \left(\frac{\eta}{L_v^C} \right)^{-B}} \rightarrow q_t/q_u = \frac{A_{f(q_t)}}{A_{f(q_u)}} \quad [12]$$

As Figura 3, 4 e 5 apresentam a forma da Equação [12] tanto para tração como para compressão. Obteve-se para cada tipo de solo uma relação empírica única tração/compressão com o uso da relação (η/L_v^C) . Assim, para o solo 1 valor encontrado de q_t/q_u foi de 0,16; para o solo 2 foi de 0,10 e para o solo 3 de 0,11. Ou seja, o valor da tração indireta representa um 16%, 10% e 11% do valor da compressão simples para o solo 1, 2 e 3, respectivamente.

Outra forma de representar um crescimento único da resistência q_u e q_t dos três tipos de solos é mediante a normalização das resistências. A normalização é obtida dividindo a Equação [12] por um valor específico arbitrário de resistência à compressão simples e à tração, correspondente a um valor de um dado ajustado de porosidade, $\eta/L_v^C = \Omega$, que leva a:

$$\frac{q_u}{q_u \left(\frac{\eta}{L_v^C} = \Omega \right)} \text{ ou } \frac{q_t}{q_t \left(\frac{\eta}{L_v^C} = \Omega \right)} = \frac{A \left(\eta/L_v^C \right)^{-B}}{A \left(\Omega \right)^{-B}} = \left(\Omega \right)^B \left(\eta/L_v^C \right)^{-B} \quad [13]$$

O valor de Ω pode ser escolhido da faixa de η/L_v^C média dos três tipos de solos. Para o presente trabalho foi escolhido o 35. Assim, com o valor de $W = 35$, a Equação [13] se converte em:

$$\frac{q_u}{q_u \left(\frac{\eta}{L_v^C} = 35 \right)} \text{ ou } \frac{q_t}{q_t \left(\frac{\eta}{L_v^C} = 35 \right)} = A \left(\eta/L_v^C \right)^{-B} \quad [14]$$

Cada valor real de q_t e q_u deve ser dividido pela sua respectiva resistência de normalização resultante de valor específico de $\eta/L_v^C=35$ e calculado com as expressões que seguem a forma da Equação [12] para cada um dos solos.

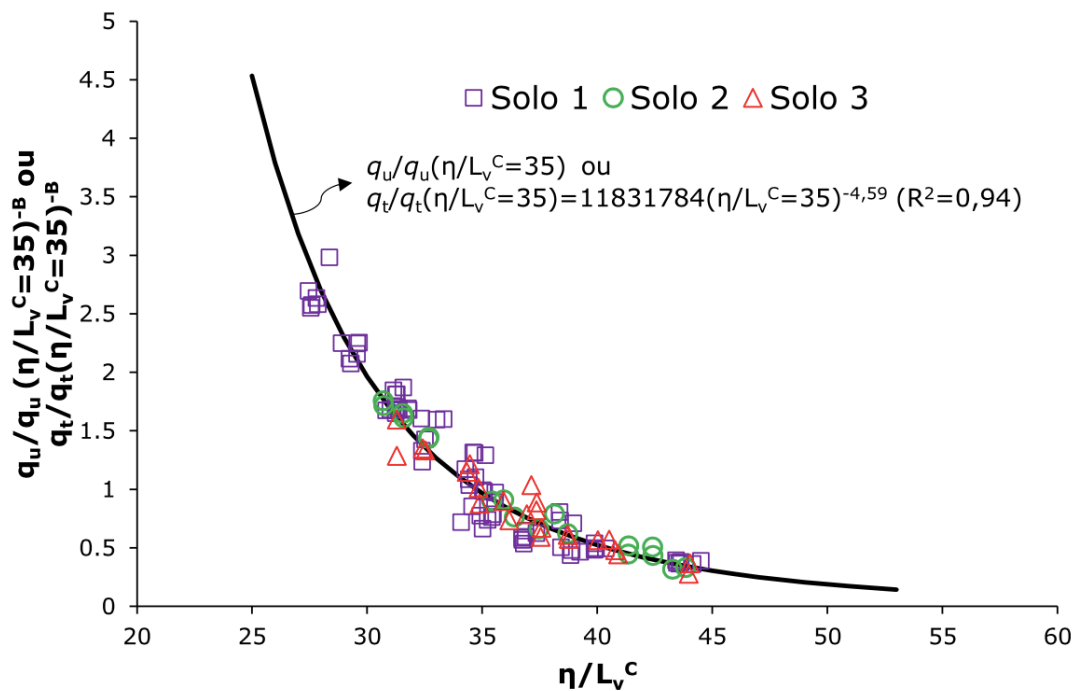


Figura 6- Normalização das resistencias dos solos

Os valores de resistência normalizada para o solo 1 são então: 1115,9 e 174,9 kPa para compressão e tração, respectivamente. Para o solo 2, as resistências de normalização são: 596,1 e 61,9 kPa para compressão e tração, respectivamente; e finalmente para o solo 3 as resistências de normalização são: 2876,1 e 315,9 kPa para compressão e tração, respectivamente. Quando cada valor experimental de resistência é dividido pela sua respectiva resistência de normalização é obtido um valor cociente. Os valores cocientes de compressão e tração indireta dos três tipos de solos estudados formam uma mesma tendência potencial descrita pela Equação [14] e mostrada na Figura 6 junto com a normalização das resistências. Assim, a Equação [14] converte-se e, uma equação única que descreve o comportamento de q_t e q_u para os três solos:

$$\frac{q_u}{q_u\left(\frac{\eta}{L_v^C}=35\right)} \text{ ou } \frac{q_t}{q_t\left(\frac{\eta}{L_v^C}=35\right)} = 11831784\left(\frac{\eta}{L_v^C}\right)^{-4,59} \quad [15]$$

A Equação [15] pode ser empregada para estimar a resistência de qualquer dos 3 tipos de solos estudados com o uso da relação η/L_v^C ou pode estender-se a outro

tipo de solos da Formação Guabirotuba com similar granulometria, limites de Atterberg e massa específica real dos grãos. Para o uso da Equação [15], o parâmetro C deve ser calculado para determinado solo. O valor de C está relacionado diretamente com o tipo de solo e tipo de agente cimentante.

5 | CONCLUSÕES

Dos resultados e das análises apresentadas no trabalho pode concluir-se que a adição de cal faz aumentar a resistência à tração indireta e à compressão simples de três tipos de solos da Formação Guabirotuba. O emprego da relação vazios/cal forneceu uma melhor tendência dos pontos experimentais podendo-se estabelecer uma relação única de tração/compressão para tipo de solo que variou entre 0,10 e 0,16. Por outra parte foi demonstrado que a diminuição dos vazios nas amostras e o aumento do volume de cal nos corpos de prova faz aumentar q_u e q_t . Finalmente, uma equação geral de estimativa da resistência dos três tipos de solo foi calculada com o uso da relação $\eta/L_v^C=35$ e que pode estender-se como uma relação única, haja vista que apresentou um bom coeficiente de determinação (0,94).

AGRADECIMENTOS

Os autores demostram agradecimento ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (PPGEC/UTFPR), ao suporte financeiro da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), Fundação Araucária do Paraná e ao CNPq.

REFERÊNCIAS

Abd El-Aziz, M. A., e Abo-Hashema, M. A. (2013). Measured effects on engineering properties of clayey subgrade using lime–Homra stabiliser. *International Journal of Pavement Engineering*, 14(4), 321-332.

Alrubaye, A. J., Hasan, M., e Fattah, M. Y. (2017). Stabilization of soft kaolin clay with silica fume and lime. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 11(1), 90-96.

ASTM (2000). *ASTM D2487*: “Standard classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system)”. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM (2010). *ASTM D4318*: “Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils”. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM (2014). *ASTM D854*: “Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer”. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM, C. (2004). 496/C 496M-04. *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens*.

- Baldovino, J. A., Moreira, E. B., Teixeira, W., Izzo, R. L., e Rose, J. L. (2018). Effects of lime addition on geotechnical properties of sedimentary soil in Curitiba, Brazil. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10(1), 188-194.
- Belchior, I. M. R. M., Casagrande, M. D. T., e Zornberg, J. G. (2017). Swelling Behavior Evaluation of a Lime-Treated Expansive Soil through Centrifuge Test. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29(12), 04017240.
- Bourokba Mrabent, S. A., Hachichi, A., Souli, H., Taibi, S., e Fleureau, J. M. (2017). Effect of lime on some physical parameters of a natural expansive clay from Algeria. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 21(1), 108-125.
- Consoli, N. C., Corte, M. B., e Festugato, L. (2012). Key parameter for tensile and compressive strength of fibre-reinforced soil–lime mixtures. *Geosynthetics International*, 19(5), 409-414.
- Consoli, N. C., Dalla Rosa Johann, A., Gauer, E. A., Dos Santos, V. R., Moretto, R. L. e Corte, M. B. (2012). Key parameters for tensile and compressive strength of silt–lime mixtures. *Géotechnique Letters*, 2(3), 81-85.
- De Brito Galvão, T. C., Elsharief, A. e Simões, G. F. (2004). Effects of lime on permeability and compressibility of two tropical residual soils. *Journal of environmental engineering*, 130(8), 881-885.
- Emarah, D. A. e Seleem, S. A. (2017). Swelling soils treatment using lime and sea water for roads construction. *Alexandria Engineering Journal*.
- Ingles, O. G. e Metcalf, J. B. (1972). *Soil stabilization principles and practice* (Vol. 11, No. Textbook).
- Johann, A. D. R. (2013). Metodologias para a previsão do comportamento mecânico e para a análise da variação da porosidade de um solo siltoso tratado com cal em diferentes tempos de cura. Tese (Doutorado em PPGEC) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2013.
- Mohd Yunus, N. Z., Wanatowski, D., Marto, A. e Jusoh, S. N. (2017). Strength improvement of lime-treated clay with sodium chloride. *Geotechnical Research*.
- Novaes, J. F. (2016). Misturas cinza volante-cal de carbureto: durabilidade, resistência à tração e compressão. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2016.
- Ola, S. A. (1978). Geotechnical properties and behaviour of some stabilized Nigerian lateritic soils. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 11(2), 145-160.
- Robin, V., Javadi, A. A., Cuisinier, O. e Masrouri, F. (2015). An effective constitutive model for lime treated soils. *Computers and Geotechnics*, 66, 189-202.
- Schanz, T. e Elsayy, M. B. (2017). Stabilisation of highly swelling clay using lime–sand mixtures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 170(4), 218-230.
- Thompson, M. R. (1965). Split-tensile strength of lime-stabilized soils. *Highway Research Record*, (92).
- Thyagaraj, T., e Zodinanga, S. (2014). Swell–shrink behaviour of lime precipitation treated soil. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 167(4), 260-273.
- Townsend, F. C., Manke, P. G. e Parcher, J. V. (1971). The influence of sesquioxides on lateritic soil properties. *Highway Research Record*, (374).

PERFILAGEM DO SUBSOLO NO MUNICÍPIO DE APUCARANA-PR COM BASE EM DADOS DE SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT

Mariana Alher Fernandes

Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
Coordenação do Curso de Engenharia Civil
Apucarana – Paraná

Augusto Montor de Freitas Luiz

Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
Coordenação do Curso de Engenharia Civil
Apucarana – Paraná

RESUMO: O ensaio de sondagem de simples reconhecimento com SPT é o ensaio de campo mais utilizado no Brasil e em muitas partes do mundo. É comumente empregado nos projetos de fundações e em outras áreas de engenharia geotécnica. As sondagens são realizadas sem nenhum conhecimento prévio das propriedades do solo na maioria dos casos. O objetivo deste trabalho é apresentar a perfilagem do subsolo correspondente a uma seção localizada na região central do município de Apucarana, Paraná, Brasil. Neste estudo foram analisadas sondagens de 7 obras de edificação em diferentes localidades desse município, resultando um total de 23 furos de sondagens. Em função do alinhamento e da disposição dos dados de sondagem foi selecionada uma sondagem representativa de cada obra, utilizando 6 sondagens na elaboração do perfil do subsolo. Cada sondagem foi escolhida de tal maneira que pudesse representar as

características do terreno e evidenciar as camadas de solo evoluído, solo de alteração e impenetrável ao SPT. A camada de solo evoluído apresenta-se homogêneo ao longo do perfil, espessura da ordem de 10,0 metros e crescimento gradativo e lento do N_{SPT} em função do aumento da profundidade. Além disso, é possível verificar que a espessura das camadas dos solos (evoluído e de alteração) e do impenetrável é constante na porção central do perfil.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio de Simples Reconhecimento com SPT, Índice de Resistência à Penetração, Perfilagem do Subsolo.

ABSTRACT: The Standard Penetration Test (SPT) is the most frequently used field test in Brazil and in many parts of the world. It is commonly employed in foundation design and other areas of geotechnical engineering. The surveys are administered without previous knowledge of the soil properties in most instances. The objective of this work is to present the subsurface profile relative of one section located in the central region of the Apucarana city, Paraná, Brazil. In this study were analyzed surveys of 7 future building in some localities of this county, totaling 23 boring holes. As a function of the alignment and the layout of the survey data was selected a representative survey of each construction, using 6 surveys in the elaboration of the subsoil

profile. Each survey was chosen in such a way that it could represent the characteristics of the terrain and evidence the layers of soil evolved, soil alteration and impenetrable to the SPT. The layer of soil evolved presented homogeneous along the profile, thickness of the order of 10,0 meters furthermore gradual and slow growth of the NSPT in function to the increase of the depth. Also, it is possible to verify that the thickness of the soil layers (soil evolved and soil alteration) and the impenetrable is constant in the central portion of the profile.

KEYWORDS: Standard Penetration Test, Penetration Resistance Index, Subsurface profile.

1 | INTRODUÇÃO

A elaboração de projetos e a execução de obras de engenharia de âmbito geotécnico dependem do conhecimento prévio do subsolo. Por esse motivo, é fundamental ter uma estimativa acerca das características e do comportamento dos solos e rochas para a concepção e a realização de um projeto adequado, seguro e econômico. O estudo do subsolo pode ser feito através do levantamento geológico-geotécnico e de um programa de investigação geotécnica, os quais estão diretamente associados com o tipo de obra a ser implantada no local.

Existem inúmeros métodos para prospecção do subsolo, podendo estes serem agrupados em: métodos indiretos e métodos diretos. Alguns autores optam em agrupar os métodos de prospecção em métodos diretos, métodos indiretos e métodos semidiretos.

No caso dos métodos indiretos, estes usualmente correspondem aos ensaios de campo realizados a partir da superfície do terreno, em que as espessuras das camadas de solo e/ou rocha bem como a posição do nível d'água são estimadas a partir da interpretação dos resultados desses ensaios, sem que ocorra a coleta de amostras do local investigado. Já no caso dos métodos diretos, estes permitem a coleta de amostras do local e podem ser feitos através de poços de inspeção e sondagens em solos ou rochas. Desses métodos diretos, tem grande destaque no meio geotécnico o ensaio de sondagem de simples reconhecimento com SPT (*“Standard Penetration Test”*).

No Brasil, o ensaio SPT é normatizado pela NBR 6484/2001 (ABNT, 2001) e consiste na cravação dinâmica de um amostrador (amostrador do tipo *Raymond*) e determinação do valor do índice de resistência à penetração (denominado de N_{SPT}) a cada metro de perfuração. Acerca deste tema, alguns trabalhos científicos utilizaram resultados de relatórios de sondagem para interpretar e estimar a perfilagem do subsolo do município de Maringá-Paraná, o qual está situado próximo a área de estudo (GUTIERREZ; LUIZ; NOBREGA, 2015; LUIZ; GUTIERREZ; ZANATTA, 2015; PALUMBO; SAGRADIN; SILVA, 2015; LUIZ; GUTIERREZ, 2018)

O presente trabalho tem como objetivo elaborar a perfilagem do subsolo de

uma seção localizada na região central do município de Apucarana, Paraná, Brasil a partir de boletins de sondagens de simples reconhecimento com SPT realizados em algumas localidades desse município.

2 | METODOLOGIA

As sondagens que compõem o banco de dados deste estudo foram realizadas por uma empresa especializada em serviços de fundações com sede no município de Maringá-PR. No total foram analisadas sondagens de 7 obras localizadas na região central do município de Apucarana-PR.

Em um primeiro momento, para fins de análise estatística do índice N do ensaio SPT, foram analisados 23 furos de sondagens referentes a essas obras. Em sequência, na etapa de perfilagem, optou-se por selecionar um furo de sondagem por obra que representasse o comportamento do subsolo dentro daquele terreno. Esta escolha foi realizada, dentre outros fatores, devido à relativa proximidade dos furos de um mesmo terreno.

Vale salientar que as sondagens selecionadas para compor o banco de dados foram realizadas de acordo com a NBR 6484/2001 (ABNT, 2001), as quais cada uma delas apresentavam planta de locação dos furos de sondagem, referencial de nível, cota da boca do furo, índice N do ensaio SPT, divisão das camadas do solo de metro a metro, posição do nível d'água e, além disso, foram levadas até o impenetrável a circulação de água.

A localização destas 7 obras está ilustrada na Figura 1, as quais foram denominadas de AP22, AP09, AP12, AP03, AP05, AP19 e AP14. Em função da disposição dos dados de sondagem, verificou-se um alinhamento principal norte-sul das sondagens selecionadas. Assim, o perfil obtido foi elaborado evidenciando as camadas de alteração (solo evoluído para solo de alteração) e impenetrável ao SPT a fim de se verificar possíveis relações entre a espessura destas camadas, posição e forma da vertente, por exemplo.



Figura 1 – Localização das obras em estudo.

3 | ÁREA DE ESTUDO

O município de Apucarana está localizado na região norte do Paraná a 390 km da capital do estado.

Segundo Manosso (2005), o município está localizado no Terceiro Planalto Paranaense, sobre um tríplice divisor de águas entre as bacias hidrográficas dos rios Ivaí ao sul, Tibagi a leste e Pirapó ao norte. Ao longo do interflúvio principal apresenta altitudes compreendidas entre 800,0 a 900,0 metros, em uma região constituída por uma sucessão de derrames vulcânicos ocorridos no período Juro-Cretáceo (rochas basálticas e andesi-basálticas, predominantemente).

A região de estudo, limitada a porção central da zona urbana do município, apresenta-se assentada sobre uma região de alta vertente de relevo plano a suave ondulado, conforme ilustram as Figuras 2 e 3.

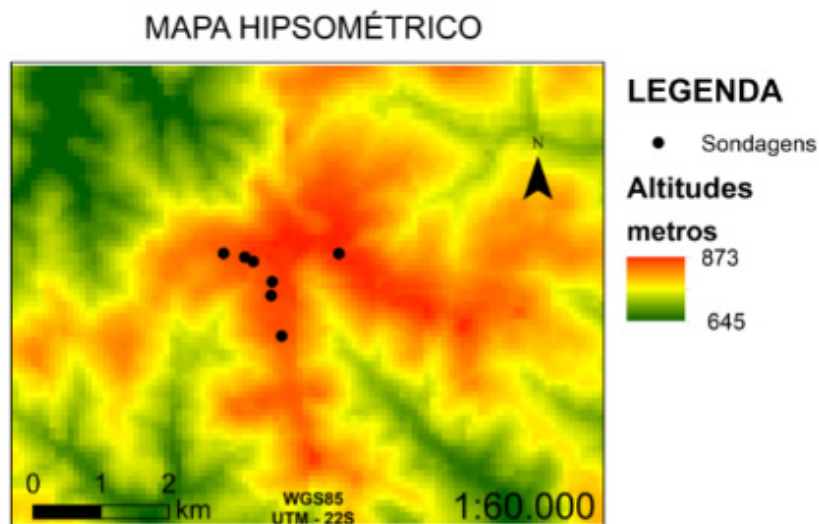
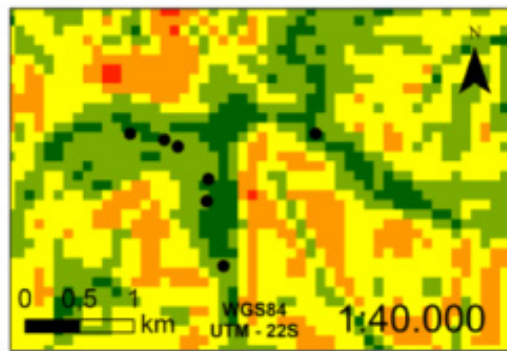


Figura 2 – Mapa hipsométrico da porção central do município de Apucarana.

MAPA DE DECLIVIDADE



DECLIVIDADES (%)



Figura 3 – Mapa de declividade da porção central do município de Apucarana.

A medida que se caminha para regiões de média a baixa vertente, entre os três divisores de água delimitantes do município, constata-se que o relevo se apresenta moderadamente ondulado a ondulado. Esta observação se mostrará relevante na análise do perfil norte-sul.

4 | ANÁLISE ESTATÍSTICA DO ÍNDICE N DO ENSAIO SPT

A Figura 3 ilustra a sobreposição do índice N, em função da profundidade, para as 23 sondagens consideradas.

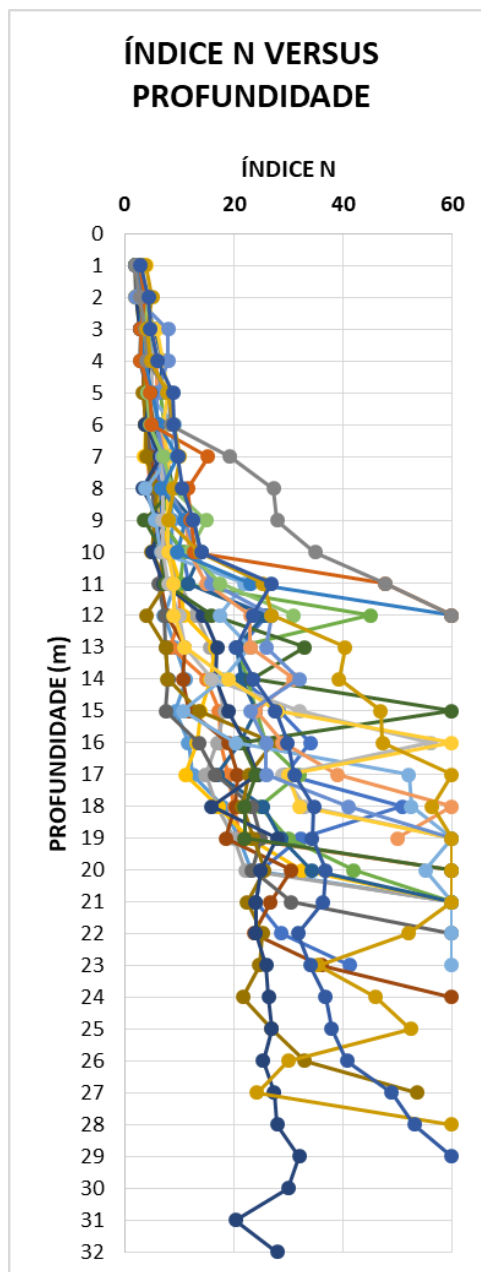


Figura 3 – Sobreposição do índice N para as sondagens analisadas.

A Tabela 1 apresenta uma relação das profundidades de ocorrência do impenetrável a circulação de água.

Cota (m)	Quantidade de sondagens que atingiram o impenetrável a circulação de água	Porcentagem acumulada com relação ao total
Até -17,0	4	17%
-17,0 a -21,0	7	48%
-21,0 a -24,9	8	83%
-24,9 a -28,8	1	87%
-28,8 a -32,8	3	100%
TOTAL	23	

Tabela 1 – Quantidades de sondagens e respectivas cotas do impenetrável a circulação de água.

Observa-se que até a cota -21,0 metros, menos da metade dos dados havia atingido o impenetrável.

5 | PERFILAGEM DO SUBSOLO

O alinhamento utilizado para traçar o perfil norte-sul pode ser observado na Figura 4.

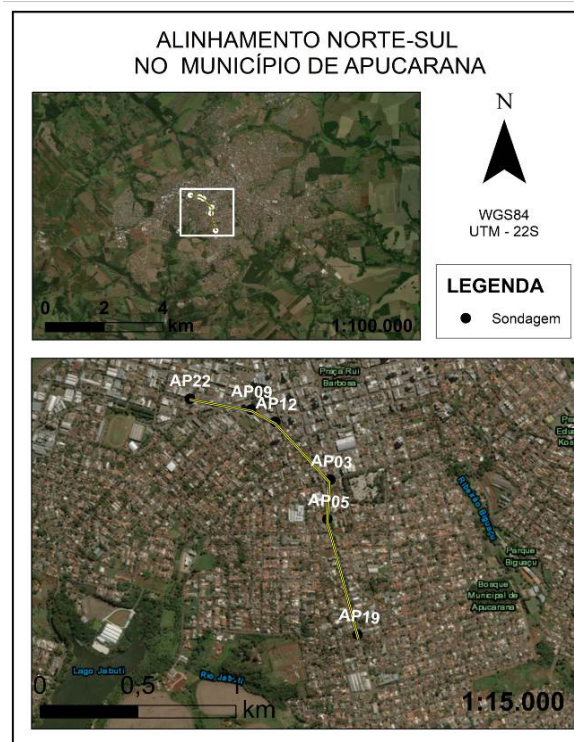


Figura 4 – Alinhamento norte-sul para perfilagem.

As seis sondagens analisadas encontram-se distribuídas em aproximadamente 1,7 quilômetros, em uma região de alta vertente, coincidente com a região central do município de Apucarana. O perfil resultante, conforme ilustra a Figura 5, evidencia as camadas de alteração do solo (solo evoluído e solo de alteração), bem como o impenetrável ao SPT e o nível d'água.

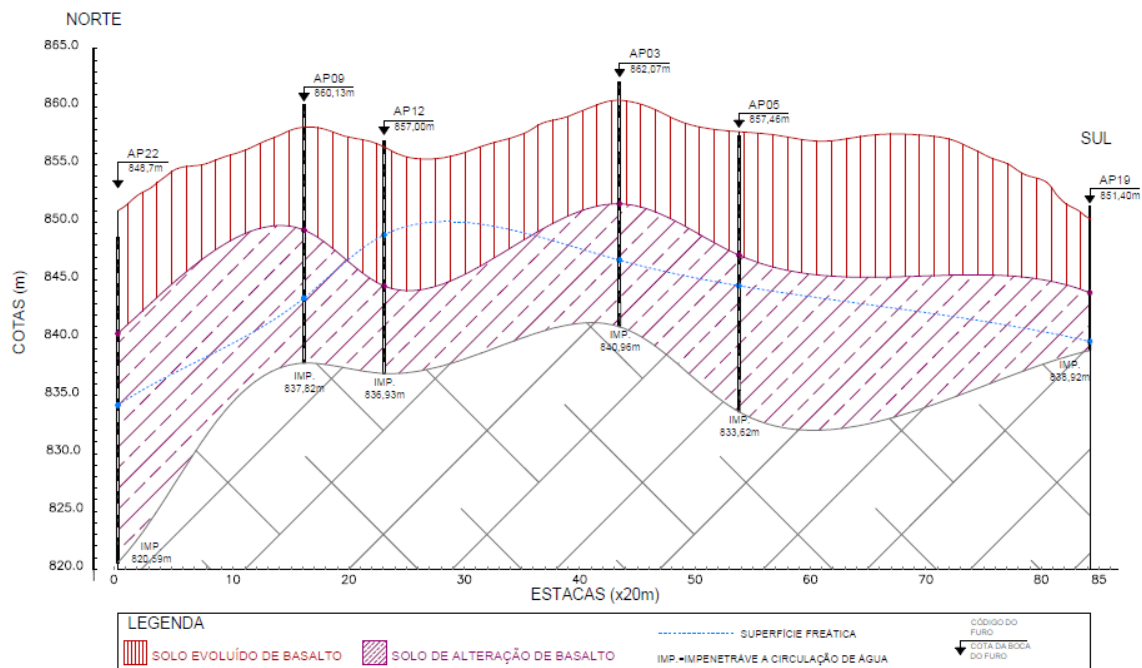


Figura 5 – Perfil norte-sul.

Observa-se que a camada de solo evoluído apresenta espessura considerável e de comportamento relativamente constante, da ordem de 10,0 metros. Este comportamento não é tão constante no pacote de solo de alteração. Ainda, é possível observar uma tendência da superfície de divisão dos pacotes de solo evoluído/alteração com a superfície do terreno e com a superfície do impenetrável a circulação de água.

Na região sul do perfil (nas proximidades da sondagem AP19) verifica-se um estreitamento de ambas as camadas de solo fato que não ocorre na região oposta (nas proximidades da sondagem AP22), mesmo estas sondagens estando em cotas altimétricas relativamente próximas.

Na porção central do perfil norte-sul, onde predominam maiores cotas altimétricas e relevo plano, nota-se um comportamento semelhante em termos de espessura das camadas e impenetrável para as sondagens AP09, AP12, AP03 e AP05.

Com relação a superfície freática, a mesma se posiciona predominantemente na camada de solo de alteração, exceto na sondagem AP12. Vale salientar que a alteração do nível d'água é sazonal e não foi levada em consideração neste estudo.

6 | CONCLUSÕES

A análise estatística do índice N das sondagens estudadas mostra a pequena variação deste parâmetro dentro da camada de solo evoluído. De fato, existe uma camada de aproximadamente 10,0 metros de espessura que apresenta um lento crescimento do índice N (inferior a 10) na região estudada. Uma justificativa plausível para este comportamento mecânico está no fato desta ser uma região de ocorrência de Latossolos Vermelhos altamente porosos e bastante suscetíveis ao intemperismo.

Este comportamento, por vezes, acaba criando a necessidade de execução de fundações profundas para suporte de edificações nestas áreas.

A análise da espessura das camadas de solo evoluído e de alteração, apesar de ser realizada com base em um único perfil norte-sul, evidencia que existe uma relação entre a forma e a topografia do terreno e, também, da pedologia dos solos.

Mesmo os dados estando em uma região de alta vertente, pode ocorrer variação da espessura das camadas de solo quando estas estiverem em pontos mais declivosos.

Estas constatações estão de acordo com o observado por Luiz e Gutierrez (2015 e 2018) em solos residuais de basalto na cidade de Maringá-PR.

A reunião de dados provenientes de investigações geotécnicas, principalmente do ensaio SPT em função de sua abundância, se mostra eficaz no sentido de buscar comportamentos semelhantes entre solos oriundos de uma mesma rocha, apesar da conhecida variabilidade dos solos.

Para validar e consolidar os resultados deste estudo, se faz necessário reunir uma maior quantidade de dados de sondagens além de investigar, também, regiões de média e baixa vertente, com declividades mais acentuadas. Ressalta-se que as constatações aqui contidas devem ser analisadas com ressalvas sem realizar maiores extrapolações.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Engenheiro Civil Vicente Canezin Junior por disponibilizar diversos boletins de sondagens.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.

GUTIERREZ, N.H.M.; LUIZ, A.M.F.; NÓBREGA, M.T. (2015). **Características e comportamentos geotécnicos de áreas sobre basalto: o caso de Maringá-PR**. GEOSUL - X Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Maringá.

LUIZ, A.M.F.; GUTIERREZ, N.H.M.; ZANATTA, K.C. (2015). **Considerações sobre o subsolo da cidade de Maringá com base em ensaios de penetração padrão SPT e sua relação com a geomorfologia**. VII Congresso Internacional de Engenharia Civil, Foz do Iguaçu.

LUIZ, A.M.F.; GUTIERREZ, N.H.M. (2018). **Utilização de dados de sondagens de simples reconhecimento com SPT para perfilagem do subsolo na cidade de Maringá-Brasil**. 16CNG - 16º Congresso Nacional de Geotecnia, Ponta Delgada.

MANOSSO, F.C. (2005). **O estudo da paisagem no município de Apucarana-PR: as relações entre a estrutura geoecológica e a organização do espaço**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geografia, Universidade Estadual de Maringá, 117 p.

PALUMBO, P.J.; SAGRADIN, S.C.N.; SILVA, H.V. (2015). **Interpretação de relatórios de sondagem do subsolo de Maringá-PR**. IX EPCC – Encontro Internacional de Produção Científica UniCesumar, Maringá, n. 9, p. 4-9.

UTILIZAÇÃO DO PERMEÂMETRO DE TUBO NA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE DE CAMADAS SUPERFICIAIS DE SOLOS

Marcos Túlio Fernandes

Universidade Federal de Viçosa
Viçosa - Minas Gerais

Glaucimar Lima Dutra

Universidade Federal de Minas Gerais
Belo Horizonte - Minas Gerais.

RESUMO: Determinar o coeficiente de permeabilidade do solo estudado é uma das maiores dificuldades dos engenheiros, pois diversas variáveis podem interferir significativamente no resultado. Visto estas dificuldades e as diversas técnicas existentes para se determinar esta propriedade do solo, o presente trabalho tem por finalidade avaliar a utilização de um modelo de permeâmetro de tubo para a determinação da permeabilidade de camadas superficiais do solo. Para se chegar a esta avaliação foram realizados ensaios com o uso do permeâmetro em três solos ambos situados no município de Viçosa-MG. Ao comparar os resultados encontrados com o permeâmetro de tubo com os obtidos em laboratório observou-se que, com exceção do solo presente na área do ETA, os resultados de campo foram maiores do que os de laboratório, tendo uma variação de 446% maior no solo do AE e 233% maior no solo da VS. Apesar de apresentarem um coeficiente de permeabilidade maior do que os de laboratório o permeâmetro

de tubo se mostrou eficiente em determinadas circunstâncias em que se empregue um coeficiente de segurança alto.

PALAVRAS-CHAVE: Coeficiente de Permeabilidade, Ensaios de Campo, Percolação de Água.

ABSTRACT: To determine the coefficient of permeability of the studied ground is one of the biggest difficulties of the engineers, since several variables can interfere significantly in the result. Considering these difficulties and the various existent techniques in order that this property of the ground is determined, the present work has since finality values the use of a tube permeameter model for the determination of the permeability of superficial layers of the ground. To approach to this evaluation there were carried out tests with the use of the tube permeability in three grounds both situated in the local authority of Viçosa-MG. While comparing the results obtained with the tube permeameter with those obtained in the laboratory, it was observed that, with the exception of the present ground in the area of the ETA, the field results were higher than the laboratory results, having a higher variation of 446 % in the ground of the AE and a higher variation of 233 % in the ground of the VS. Although they have a higher permeability coefficient than the laboratory, the tube permeability has proved to be efficient

under certain circumstances in what a coefficient of tal security guard is employed.

KEYWORDS: Permeability Coefficient, Field test, Percolação of Water.

1 | INTRODUÇÃO

A velocidade com que a percolação de água ocorre é importante, pois é determinante na verificação da eficiência de barreiras de contaminantes, no cálculo do balanço hídrico e no estudo de problemas geotécnicos, como estabilidade de encostas.

A determinação do coeficiente de permeabilidade de camadas de solo natural ou camadas compactadas, visando a avaliação destas camadas como barreiras para o controle de fluxo de água ou de efluentes para as camadas subjacentes, é uma premissa para as análises de infiltração, bem como para o traçado de redes de fluxo em meios porosos saturados ou parcialmente saturados.

Segundo Stephens (1996) a velocidade de percolação da água no solo na zona não saturada depende diretamente do meio poroso, no caso o solo, das características do fluido percolado (água, chorume, etc.) e do teor de umidade no solo. Ao se tratar do meio poroso sua composição mineralógica, o índice de vazios, o tamanho dos grãos (areia ou argila) e a presença de matéria orgânica, são fatores determinantes. Para se obter o valor do coeficiente de permeabilidade do solo, pode-se recorrer a ensaios de laboratório ou em campo. Em laboratório utiliza-se ensaios em permeômetros de parede rígida ou flexível, e em campo, são realizados ensaios com o permeômetro Guelph, ensaios de infiltração em furos de sondagem, dentre outros.

Dourado (2003) cita que os ensaios de laboratório têm algumas vantagens quando comparados com os ensaios de campo, por propiciarem maior controle da saturação da amostra, dos níveis de tensões efetivas, da carga hidráulica aplicada no ensaio e da direção em que o fluxo ocorre, dentre outros fatores, como o custo de realização do mesmo, sendo estes recomendados em estudos que envolvem a anisotropia dos solos, possibilitando que as amostras sejam ensaiadas em mais de uma direção. A desvantagem dos ensaios de laboratório refere-se ao efeito escala, por levar em consideração uma porção muito menor do solo.

Visto estas diferenças entre os ensaios de laboratório e campo, o presente trabalho tem como objetivo analisar a utilização do permeômetro de tubo na determinação do coeficiente de permeabilidade de uma camada superficial de solo. Para se determinar a eficácia do método, foram realizados ensaios em três áreas localizadas no município de Viçosa-MG e comparado os ensaios obtidos com o permeômetro de tubo, com os realizados em laboratório, por meio do permeômetro de parede rígida.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Áreas de Estudo

A presente pesquisa foi realizada no município de Viçosa-MG, em três locais com solos de características diferentes, sendo eles argilo, siltoso e arenoso, podendo assim ter uma melhor análise do ensaio em solos que apresentam propriedades distintas e coeficientes de permeabilidade variados.

A primeira área que foi estudada possui solo argiloso, e está localizada próxima a estação de tratamento de água (ETA) do município de Viçosa, na rua Saae. As coordenadas geográficas da área de estudo são 20°45'45.32"S e 42°52'29.04"O.

A segunda área estudada se situa na BR 356, que liga os municípios de Viçosa a Cidade de Ubá. As coordenadas do local são 20°45'20.07"S e 42°50'24.47"O e o solo presente nesta área é um solo siltoso.

A área estudada que possui solo arenoso está posicionada dentro do campus da Universidade Federal de Viçosa (UFV) em uma região denominada Vila Secundino, localizada entre o Departamento de Zootecnia e o de Medicina e Enfermagem, com coordenadas geográficas 20°45'47.92"S e 42°51'29.15"O.

2.2 Caracterização das Áreas de Estudo

Nas presentes áreas estudadas foram realizados ensaios de caracterização geotécnica, que tem por finalidade determinar certas propriedades do solo que possam interferir nos resultados dos ensaios de permeabilidade.

Os ensaios de caracterização que foram realizados são: granulometria, massa específica dos sólidos e limites de Atterberg. Além disto, foram feitos ensaios de compactação para obtenção da curva de compactação. Os resultados dos ensaios podem ser vistos na Tabela 1.

Propriedades	Solo		
	ETA	AE	VS
γ_s (kN/m ³)	27,30	29,68	26,23
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	13,90	13,23	17,28
$w_{m\acute{a}x}$ (%)	32,45	32,00	14,60
LL (%)	76	71	N/P
LP (%)	45	48	N/P
Percentual de Argila (%)	73	31	10
Percentual de Silte (%)	5	48	20
Percentual de Areia (%)	22	21	70

N/P - não plástico

Tabela 1. Resultados dos ensaios de caracterização.

Com base nos resultados de caracterização constatou-se, através da classificação

textural desenvolvida pelo Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (USDA), como sendo argila, o solo do ETA, argila lemo siltosa, o solo do AE e lemo arenoso o solo presente na Vila Secundino.

2.3 Ensaio com o Permeâmetro de Tubo

A execução do ensaio com o permeâmetro de tubo aberto começa com a perfuração do furo, de aproximadamente 65 cm de diâmetro (que é o diâmetro do tubo) e 10 cm de profundidade (que é a profundidade que se deseja determinar o valor do coeficiente de permeabilidade), como visto na Figura 1.



Figura 1. Preparação do furo.

Após a perfuração do furo o tubo é cravado, para que o mesmo entre justo no furo. No momento desta cravação foi instalado uma luva metálica em sua ponta, para não danificar o tubo nesta etapa.

Para impedir o retorno da água à superfície no momento do ensaio, criando um fluxo preferencial entre o tubo e a parede do furo, foi colocada argila bentonita seca ao redor do tubo no momento da cravação, criando uma camada impermeável quando se inicia o ensaio e se umedece a bentonita seca. Para garantir a verticalidade do tubo foi feito um atirantamento do mesmo através de um elástico e fixadores metálicos. O exemplo de montagem pode ser visto na Figura 2.



Figura 2. Ensaio Montado.

Após a montagem de todo o equipamento realiza-se o enchimento do tubo com água e aguarda um determinado tempo para que ocorra a saturação, que, dependendo do tipo do solo, pode demorar dias ou até mesmo não ocorrer a saturação de campo. O solo é tido como saturado quando as leituras de rebaixamento do nível de água no tudo se repetam no mínimo quatro vezes, para um dado intervalo de tempo e para uma mesma carga inicial. Para realizar estas leituras foi instalada no tubo uma mangueira transparente que conectava a base e o topo do tubo marcando o nível de água no interior do mesmo e ao lado desta mangueira foi fixada uma régua graduada para a realização das leituras com precisão, como pode ser visto na Figura 3.

Durante a realização das leituras era feita a medição da temperatura da água dentro do tubo para que seja feita a correção do coeficiente de permeabilidade, convertendo o mesmo para uma temperatura de 20°C, multiplicando o valor encontrado no ensaio por um fator de correção.

Para impedir o contato direto do sol com o equipamento é recomendado a utilização de um guarda sol, reduzindo a variação climática no decorrer do ensaio. A água utilizada no ensaio é livre de contaminantes e sólidos em suspensão que possam influenciar no ensaio.



Figura 3. Régua graduada para auxiliar na realização das leituras.

Os cálculos foram feitos utilizando a Equação 1, expressada por Hoek e Bray (1981). A obtenção dos parâmetros do ensaio pode ser vista na Figura 4.

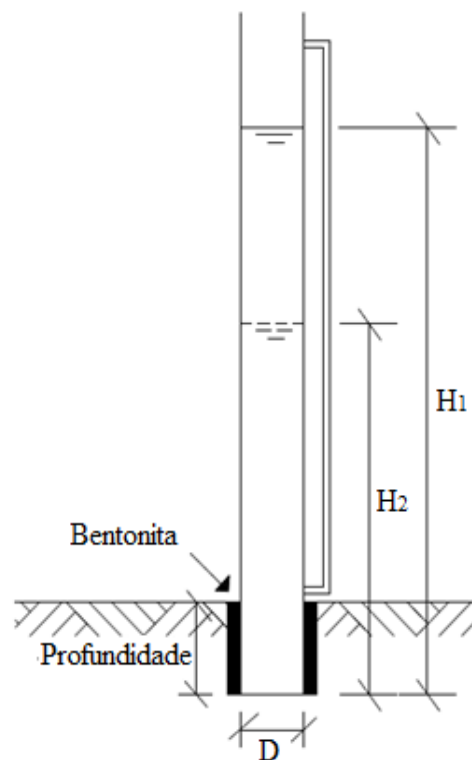


Figura 4. Detalhe do ensaio com o Tubo.

Para o caso do estudo que o fluxo foi promovido por uma carga variável o coeficiente de permeabilidade (K) pode ser calculado em campo pela Equações 1:

$$K = \frac{A}{F(T_2 - T_1)} \text{LN} \left(\frac{H_1}{H_2} \right) \quad (1)$$

Sendo:

A = área da seção interna do revestimento do furo ou, em caso de não haver revestimento, do furo;

F = Fator de forma (depende da condição do fundo do furo; e

H₁ e H₂ = são as alturas do nível da água nos tempos T₁ e T₂ (podem ser referentes ao fundo do furo ou ao nível de água freático).

No ensaio que foi realizado foi utilizado o fator de forma expresso pela Equação 2, pois se enquadra no caso em que o revestimento se encontra no fundo do furo sem um trecho livre de ensaio.

$$F = 2,5 D \quad (2)$$

Em que:

F = Fator forma; e

D = Diâmetro.

Em cada área de estudo foram executados três ensaios com o permeâmetro de tubo, para poder assim retirar a média dos valores encontrados.

Com os dados do (K_{méd}) encontrado nos ensaios de laboratório foi recalculado um novo fator de forma (F) para comparar com o expressado na literatura.

2.4 Ensaios de Permeabilidade em Laboratório

Nos locais de estudo foram retirados blocos de solos, seguindo as recomendações da ABNT NBR 9604:1986, para que fosse realizado ensaios de permeabilidade em laboratório.

A partir dos blocos retirados foram moldados os corpos de prova com 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, para a realização dos ensaios em permeâmetros de parede rígida. Em cada área de estudo foram moldados três corpos de prova para a realização dos ensaios. A Figura 5 demonstra a retirada dos blocos e moldagem dos corpos de prova para os ensaios.



Figura 5. Retirada dos blocos e moldagem dos corpos de prova.

Os ensaios foram realizados em permeômetros de parede rígida, seguindo as orientações da ABNT NBR 14545:2000, sob carga variável, promovendo o fluxo de forma ascendente para melhor eficácia no processo de saturação. O exemplo de montagem do ensaio com o permeômetro rígido pode ser visto na Figura 6.

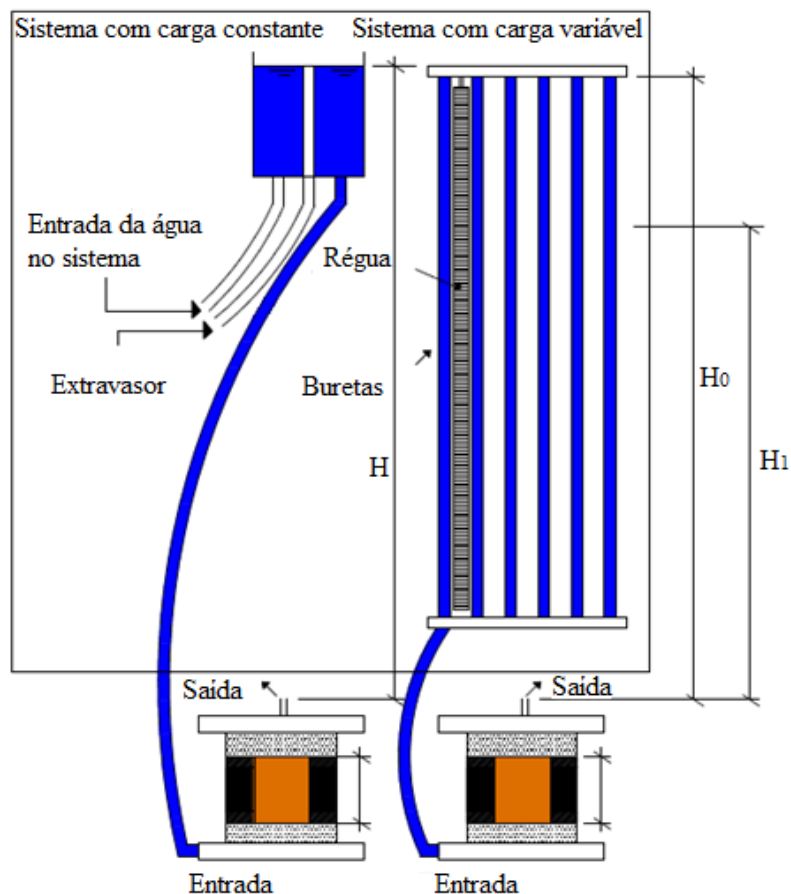


Figura 6. Esquema de montagem do ensaio em permeômetro de parede rígida.

Após a montagem da câmara com o corpo de prova é realizado o processo de saturação e leituras de vazão. O ensaio inicia-se com o enchimento das buretas com água (a água utilizada deve ser filtrada) realizando baixos incrementos de carga,

tomando o devido cuidado para não promover uma carga hidráulica que venha a causar *piping* na amostra, e faz-se as leituras dos níveis de água inicial e final, após um dado intervalo de tempo, ou então, anota-se o tempo gasto para que o nível de água desça de uma dada altura inicial até uma final, sendo que, para melhor controle, a leitura inicial deve ser sempre a mesma.

É considerado que o corpo de prova atingiu um estado de saturação quando se obtém quatro leituras iguais de vazão para a mesma carga hidráulica. No decorrer do ensaio é anotado o nível de água inicial, o final, o tempo de ensaio e a temperatura da água. Com os dados coletados nos ensaios é possível obter os coeficientes de permeabilidade, calculados pela Equação 3.

$$K = 2,1 \frac{La}{A \cdot T} \text{Log} \frac{H_0}{H_1} \quad (3)$$

Em que:

L: comprimento do corpo de prova;

A: área da seção transversal do corpo de prova;

H_0 : altura inicial da água no tubo de carga no tempo T_0 ;

H_1 : altura final da água no tubo de carga no tempo T_1 ; e

T: tempo de ensaio ($T_0 - T_1$).

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Resultados dos Ensaios com o Permeâmetro de Tubo

A Tabela 2 demonstra os resultados obtidos nos ensaios de campo realizados com o permeâmetro de tubo a carga variável.

Local	K (cm/s)			CV
	1°	2°	3°	
ETA	9,80E-05	2,64E-05	4,41E-05	66%
AE	4,73E-04	6,66E-04	2,75E-04	41%
VC	1,33E-03	1,19E-03	1,11E-03	9%

Tabela 2. Resultado dos ensaios com o Permeâmetro de Tubo.

Com base nos resultados encontrados pode-se verificar que o solo do ETA e do AE apresentaram coeficientes de variação de 66 e 41%, sendo estes maiores do que o da VS que apresentou CV de 9%, podendo ser devido à heterogeneidade dos solos estudados. Embora tenha apresentado um alto valor de CV nas áreas do ETA e do AE, todos os resultados se mantiveram na mesma ordem de grandeza.

3.2 Comparação dos Resultados Obtidos no Campo com o Permeâmetro de Tubo com os de Laboratório

Por meio dos resultados dos ensaios realizados em campo, pode-se compará-los com os encontrados em laboratório.

A Tabela 3 demonstra a comparação entre os resultados obtidos pelo permeâmetro de parede rígida, a partir de amostras moldadas na vertical, com os do permeâmetro de tubo.

Coeficientes de permeabilidade			Local		
ETA AE VS					
Permeâmetro de Tubo K (cm/s)	1°	9,80E-05	4,73E-04	1,33E-03	
	2°	2,64E-05	6,66E-04	1,19E-03	
	3°	4,41E-05	2,75E-04	1,11E-03	
Permeâmetro de parede Rígida K Lab (cm/s)	1°	3,55E-04	8,17E-05	2,73E-04	
	2°	6,65E-04	9,09E-05	4,12E-04	
	3°	6,21E-05	8,63E-05	4,04E-04	
Relação K méd/ K Lab méd			0,16	5,46	3,33
Variação (%)			-84%	446%	233%

Tabela 3. Comparação entre os resultados de (K) obtidos com o Permeâmetro de Tubo e o Permeâmetro de Parede Rígida.

Os resultados encontrados com o emprego do permeâmetro de tubo apresentaram discrepância em relação aos de laboratório em quase todas as amostras. Como pode ser visto, para o solo do ETA os ensaios de laboratório resultaram em valores de (K) 84% maiores do que os de campo, algo pouco comum, pois os ensaios de campo tendem a apresentar valores maiores do que os de laboratório. Esta discrepância pode ter ocorrido devido ao fato de haver uma camada compactada presente na superfície da área do ETA ou devido ao fato de, no momento da retirada das amostras que, por se tratar de um solo argiloso, apresentou trincas devido à retração.

Nos solos da VS e do AE os ensaios de campo apresentaram valores de (K) maiores, o que era de se esperar, por se tratar de um ensaio onde o fluxo ocorre em todas as direções não somente em uma direção como nos de laboratório, dentre outros fatores inerentes da execução do ensaio. No VS os valores de (K) de campo foram 3,33 vezes maiores (233%), enquanto que no AE este valor foi de 5,46 (446%). Esta variação pode ter ocorrido devido à distância entre a base do tubo e a superfície ser pequena, gerando um bulbo saturado que extrapole a superfície, e também, por não haver um trecho livre de ensaio, sendo a base do furo e do tubo a mesma, devido à necessidade de se ensaiar uma camada superficial, podendo ter interferido na acurácia das leituras.

3.3 Comparação Entre o Fator (F) Ajustado ao Ensaio de Laboratório com o da Literatura

No cálculo do coeficiente de permeabilidade (K) entra um fator (F) devido à forma, que depende das condições do ensaio. Para ajustar o fator (F), para que o valor de (K) encontrado em campo se aproxime do de laboratório, foi feita uma retroanálise a partir do valor de (K) médio encontrado em laboratório, como pode ser visto na Tabela 4.

Local	Dados	Determinações		
		1º	2º	3º
ETA	K Lab méd (cm/s)	3,60E-04	3,60E-04	3,60E-04
	F	0,75 D	0,20 D	0,34 D
	F méd		0,43 D	
	Kx (cm/s)	6,20E-04	1,68E-04	2,82E-04
AE	K Lab méd (cm/s)	8,63E-05	8,63E-05	8,63E-05
	F	15,09 D	21,21 D	8,76 D
	F méd		15,02 D	
	Kx (cm/s)	8,67E-05	1,22E-04	5,03E-05
VS	K Lab méd (cm/s)	3,63E-04	3,63E-04	3,63E-04
	F	10,06 D	9,01 D	8,43 D
	F méd		9,17 D	
	Kx (cm/s)	3,98E-04	3,57E-04	3,34E-04

Tabela 4. Fator (F) e Coeficiente de Permeabilidade (K_x), calculado com o novo fator (F).

Como visto na Tabela 4, todos os fatores de forma se mostraram diferentes do que o apresentado no livro de Hoek e Bray (1981), que é $F = 2,75 D$, sendo D o diâmetro do furo. Para o solo do ETA o fator de forma foi menor, devido ao coeficiente de permeabilidade de campo ter dado menor do que o de laboratório, sendo este de 0,43 D. Para o solo do AE e do VS estes fatores de forma foram maiores, sendo de 15,02 D para o AE e 9,17 D para a VS, pois ambos demonstraram um coeficiente de permeabilidade de campo maior do que o de laboratório. Apesar da quantidade de ensaios ser pequena pode ser notado que o fator (F) não varia apenas com as condições de ensaios, mas também com o solo e sua estrutura.

4 | CONCLUSÃO

Avaliando o coeficiente de permeabilidade encontrado com o permeâmetro de tubo foi possível constatar que, com exceção da área do ETA, o mesmo se mostrou maior do que os obtidos com o permeâmetro de parede rígida.

Mesmo apresentando valores maiores do que os de laboratório estes não superaram uma ordem de grandeza, sendo para determinados fins aceitável, já que

determinadas aplicações, como no dimensionamento de filtros de barragens utiliza-se fatores de segurança igual a 10. O alto coeficiente de variação encontrado é normal ao se avaliar permeabilidade de solos, como constatado por Rodriguez *et al.* (2015).

Ao comparar o fator de forma (F), calculado a partir de uma retroanálise feita com os resultados de laboratório, com o da literatura, notou-se que em todos os solos estudados os fatores (F) calculados se apresentam diferentes do da literatura, retratando que a adoção deste fator baseado apenas nas condições de ensaio pode gerar erros, sendo constatado que este varia também com a estrutura do solo.

REFERÊNCIAS

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986). **NBR 9604: Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas – Procedimento**. Rio de Janeiro, RJ, 9p.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas (2000). **NBR 14545: Solo – Determinação do Coeficiente de Permeabilidade de Solos Argilosos a Carga Variável**. Rio de Janeiro, RJ, 12p.

Dourado, K. A. (2003). **Condutividade Hidráulica de Materiais de Baixa Permeabilidade: Desenvolvimento, Construção e Teste de um Sistema de Medida**. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 89p.

Hoek, E.; Bray, J. W. (1981). **Rock Slope Engineering**. Revised third edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London, p. 137-140.

Rodriguez, T. T.; Weiss, L. A.; Teixeira, R. S.; Branco, C. J. M. C. (2015). **Permeabilidade De Solo Laterítico Por Diferentes Métodos**. *Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas*, Londrina, Vol. 36, n. 2, p. 17-32.

Stephens, D. B. (1996). **Vadose Zone Hydrology**. Lewis Publishers, 339p.

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM SOLO REFORÇADO COM GEOSINTÉTICOS

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.

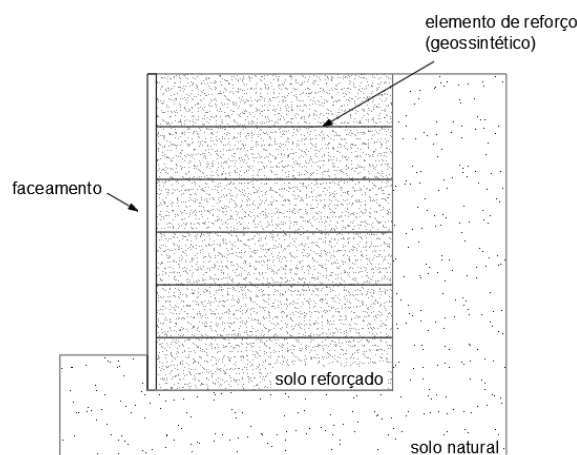


Figura 1. Seção transversal típica de uma contenção em solo reforçado

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).

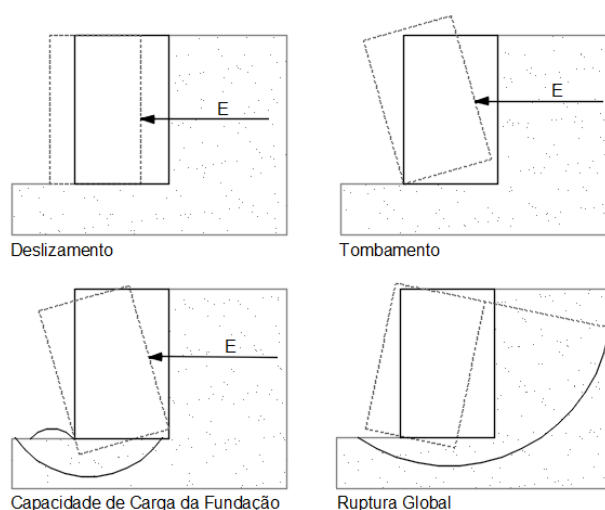


Figura 2. Mecanismos de ruptura externa

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):

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

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).

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

(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.

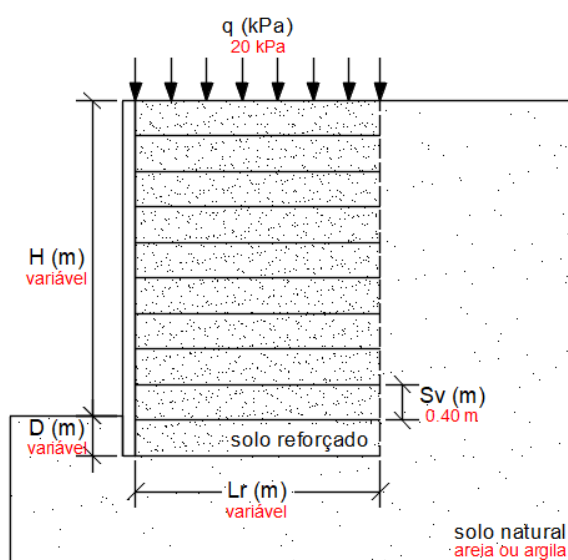


Figura 3. Exemplo dos componentes de uma seção transversal típica de uma contenção em solo reforçado

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.

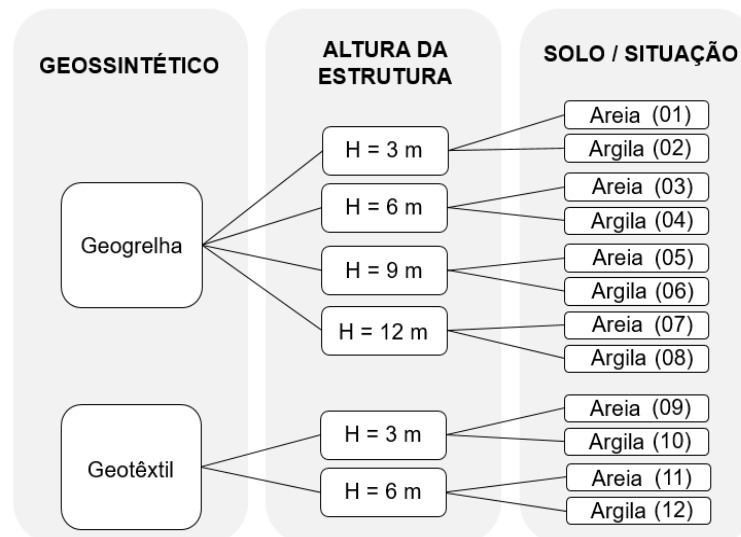


Figura 4. Organograma para dimensionamento

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.

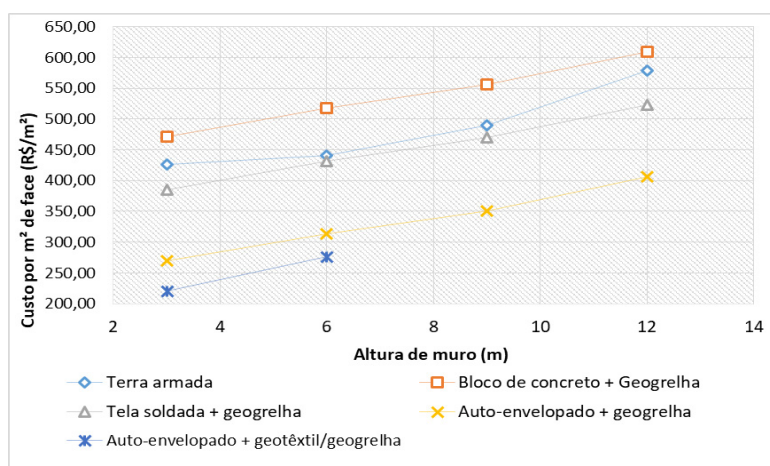


Figura 5. Custo x Altura de contenções em solo arenoso

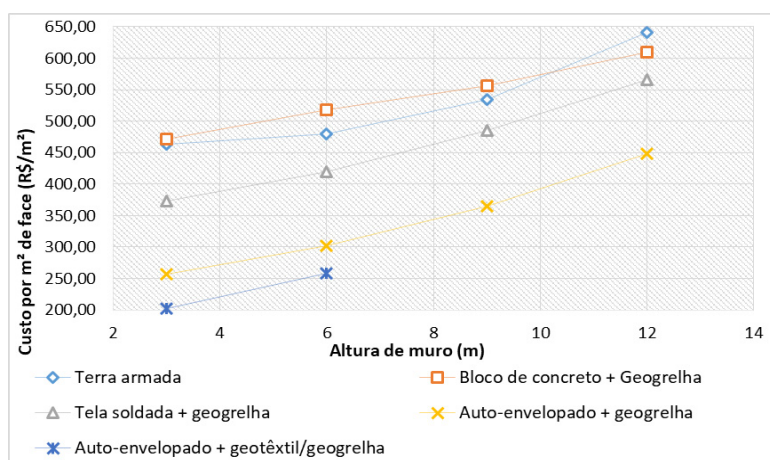


Figura 6. Custo x Altura de contenções em solo argiloso

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.

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

Centro Universitário Tocantinense Presidente
Antônio Carlos (UNITPAC)
Araguaína – TO

Renata de Moraes Farias

Centro Universitário Tocantinense Presidente
Antônio Carlos (UNITPAC)
Araguaína – TO

Palloma Borges Soares

Centro Universitário Tocantinense Presidente
Antônio Carlos (UNITPAC)
Araguaína – TO

Ana Sofia Oliveira Japiassu

Centro Universitário Tocantinense Presidente
Antônio Carlos (UNITPAC)
Araguaína – TO

Andressa Fiuza de Souza

Centro Universitário Tocantinense Presidente
Antônio Carlos (UNITPAC)
Araguaína – TO

Igor Guimarães Matias

Centro Universitário Tocantinense Presidente
Antônio Carlos (UNITPAC)
Araguaína – TO

RESUMO: A erodibilidade do solo compreende-se na integração de um conjunto de processos que estabelecem o transporte de partículas, a infiltração de água e a resistência do solo à desagregação. Neste sentido, o presente estudo

tem como finalidade a análise da erodibilidade e da suscetibilidade à erosão do solo localizado nas proximidades da rodovia TO-222 na região de Araguaína – TO, sendo que para sua escolha levou-se em consideração a ausência de cobertura vegetal e a alta inclinação do talude. Desta forma, a metodologia utilizada consiste na realização de revisão bibliográfica e ensaios geotécnicos indiretos, que são os ensaios de granulometria, massa específica, limite de liquidez e limite de plasticidade para caracterizar o solo local, além de ensaio de Pastilha com a finalidade de classificar os solos tropicais. E ensaios geotécnicos diretos, que são os ensaios de Desagregação, Inderbitzen e Crumb Test para identificar o grau de erodibilidade.

PALAVRAS-CHAVE: Erodibilidade, Erosão, Ensaio geotécnicos.

ABSTRACT: The soil erodibility is comprised in the integration of a set of processes that consist in the transport of particles, the infiltration of water and the resistance of the soil to the disaggregation. In this context, the present study has the purpose of analyzing the erodibility and susceptibility to soil erosion located in the vicinity of the TO-222 highway in the region of Araguaína – TO. The choice was based on the absence of vegetation cover and the high slope embankment. Therefore, the methodology used consists of a bibliographical review and

indirect geotechnical tests, such as the granulometry, specific mass, limits of liquidity and plasticity to characterize the local soil, as well as the small disc quick method in order to classify the tropical soils. In addition to direct geotechnical tests, which are the disaggregation, Inderbitzen and Crumb tests to identify the degree of soil erodibility under analysis.

KEYWORDS: Erodibility, Erosion, Geotechnical tests.

1 | INTRODUÇÃO

É fato que o crescente desenvolvimento da sociedade e a interferência humana no meio físico, pode ocasionar ou agravar os processos erosivos, resultando em uma sucessão de impactos ambientais, sociais e econômicos, dentre os quais estão: assoreamento de cursos de água, deslizamentos em áreas de risco e perda de solos férteis. Esta perda de solo também é provocada por fatores topográficos, de cobertura vegetal, estruturais mineralógicos e hidrológicos.

Nesse sentido, o presente estudo tem como finalidade analisar e determinar a suscetibilidade erosiva do solo, que está localizado em uma área no quilômetro 134 da rodovia TO-222 na região de Araguaína – TO, a partir da aplicação de um conjunto de procedimentos e ensaios geotécnicos diretos e indiretos. Por meio dos resultados obtidos, foi possível caracterizar o solo e definir a sua resistência frente aos processos erosivos.

2 | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Segundo Carvalho et al. (2006) a erosão é um processo natural na formação da paisagem, sendo responsável pelo desprendimento e carreamento das partículas dos solos, por meio da ação das águas, dos ventos e do gelo, características do relevo e atividade biológica.

Vitte e Mello (2007) salientam que a erosão é classificada como normal, no momento em que se verifica o equilíbrio entre os processos de formação do solo e seu desgaste. Quando ocorre a ruptura deste equilíbrio por meio da intervenção do homem, os processos erosivos ocorrem de forma mais acentuada, dando origem a uma erosão classificada como acelerada ou antrópica, que impossibilita a recuperação natural do solo.

Carvalho et al. (2006) relaciona a erosão em quatro grupos, conforme os agentes erosivos: erosão hídrica, eólica, glacial e organogênica, sendo que no Brasil, devido ao clima tropical, a erosão hídrica é conhecida como o tipo mais comum de erosão, pois é decorrente da ação dinâmica da água (chuva, rios ou ondas). Esta pode ser ocasionada tanto pelo impacto das gotas de chuva quanto pelo escoamento superficial, causando desprendimento e transporte das partículas de solo.

A erosão hídrica é classificada em três tipos principais: linear, laminar e anfiteatro.

A erosão linear está associada a concentração dos filetes de água ao longo de direções preferenciais, originando pequenas incisões dos tipos sulcos, ravinas e canais mais profundos, constituindo as voçorocas. Na erosão laminar ocorre o desprendimento das camadas superficiais devido ao escoamento difuso da água, sendo geralmente menos perceptível, pois o carreamento das partículas de solo ocorre de maneira uniforme (ALMEIDA, 2013). A erosão em formato de anfiteatro é ocasionada pela perda de linearidade, tornando-se mais concentrada, o que gera a queda de blocos decorrentes de instabilizações de taludes (CARVALHO *et al.*, 2006).

Nesse contexto, um dos parâmetros que afetam a suscetibilidade de um solo aos processos erosivos é a erodibilidade, que se compreende na integração de um conjunto de processos que estabelecem o transporte de partículas, a infiltração de água e a resistência do solo à desagregação, estes processos são influenciados pelas propriedades do solo, como a distribuição do tamanho das suas partículas, o conteúdo de matéria orgânica, a estabilidade estrutural e a natureza dos minerais de argila (BASTOS, 2004).

A erodibilidade de um solo pode ser analisada por meio da correlação com os ensaios indiretos de índices físicos, que exercem uma função significativa no estudo das propriedades dos solos. Molinero Júnior *et al.* (2011) relatam em seu trabalho a avaliação da erodibilidade seguindo como referência os limites de consistência dos solos, por intermédio da divisão da carta de plasticidade em três zonas de erodibilidade (Figura 1), sendo elas: baixa, média e alta.

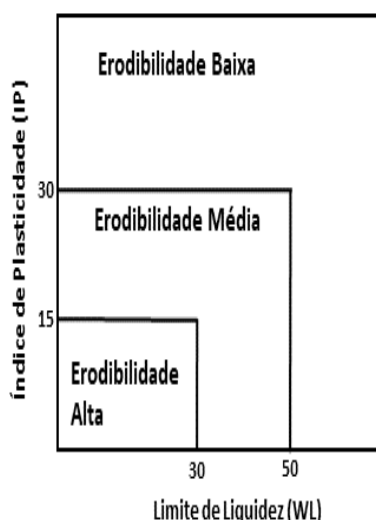


Figura 1. Carta de plasticidade (Molinero Junior et al., 2011).

Gray e Leiser (1989) *apud* Chuquipiondo (2007) fundamentados no Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) sugerem que os solos apresentam resistência frente aos processos erosivos e que seguem a seguinte hierarquia para medida da erodibilidade (sentido mais erodível para menos erodível): ML (silte de baixa plasticidade) > SM (areia siltosa) > SC (areia argilosa) > MH (silte de alta plasticidade)

> OL (solo orgânica de plasticidade baixa) > CL (argila de baixa plasticidade) > CH (argila de alta plasticidade) > GM (pedregulho siltoso) > GP (pedregulho mal graduado) > GW (pedregulho bem graduado). Estes autores ainda reiteram que a erodibilidade é elevada em areias finas e siltes uniformes e baixa em solos bem graduados. Além disso, afirmam que normalmente, quanto maior o teor de umidade e menor o índice de vazios, maior será sua resistência frente aos processos erosivos.

Deve-se ainda considerar a textura do solo, já que a mesma é uma propriedade básica e estabelece a proporção dos tamanhos de partículas presentes em determinada massa de solo (REINERT; REICHERT, 2006).

3 | ÁREA DE ESTUDO

A área em estudo está localizada nas proximidades da rodovia TO-222 na região de Araguaína – TO (Figura 2) com coordenadas UTM, Fuso 22, 0784684E / 9205430N, e para sua escolha levou-se em consideração a ausência de cobertura vegetal e a alta inclinação do talude, que por sua vez favorece a presença de processos erosivos no período de chuva entre os meses de novembro a maio.



Figura 2. Área de Estudo.

4 | METODOLOGIA

4.1 Atividades *In Loco*

Partindo-se de uma revisão bibliográfica e com o entendimento necessário dos conceitos e metodologias existentes, realizou-se as atividades *in loco*, sendo elas a coleta de amostras retiradas de sua origem estrutural (deformadas) e amostras que dispõem das suas estruturas de campo (indeformadas). O ponto de coleta das amostras teve suas coordenadas rastreadas com a utilização de um GPS (Global Positioning

System).

As amostras coletadas foram devidamente armazenadas, e posteriormente submetidas aos ensaios geotécnicos indiretos que são os ensaios de granulometria, massa específica, limite de liquidez e limite de plasticidade para caracterizar o solo local, além de ensaio de Pastilha com a finalidade de classificar os solos tropicais. As mesmas foram ainda avaliadas quanto a erodibilidade, por meio de ensaios geotécnicos diretos, que são os ensaios de Crumb Test, Desagregação e Inderbitzen.

4.2 Ensaios Laboratoriais

Dentro dos ensaios de avaliação da erodibilidade de forma indireta foram realizados os ensaios de caracterização geotécnica. Sendo que os procedimentos para a execução destes, foram segundo os parâmetros da NBR 6457 (ABNT, 1986), NBR 7181 (ABNT, 1984), NBR 6508 (ABNT, 1984), NBR 6459 (ABNT, 1984) e NBR 7180 (ABNT, 1984).

Visando classificar os solos tropicais executou-se o ensaio de Identificação Expedita do Solo Laterítico – “Método da Pastilha”, baseando-se nas diretrizes especificadas por Dersa Desenvolvimento Rodoviário S. A. do Estado de São Paulo (2006) e em Fortes et al. (2002).

Já quanto a análise do grau de erodibilidade do solo, realizaram-se os ensaios de crumb test, desagregação e inderbitzen. O ensaio de crumb test teve sua execução conforme a NBR 13601 (ABNT, 1996), já o ensaio de desagregação foi executado de acordo com a metodologia proposta por Santos (1997), em que as amostras indeformadas são moldadas em cubos com aproximadamente 60 mm de arestas e submetidas a imersão total e parcial.

Com intuito de realizar o ensaio de inderbitzen foi desenvolvido um equipamento adaptado da metodologia de Aguiar (2009), e para a efetivação deste utilizou-se a rampa em duas inclinações: a primeira na inclinação padrão de 10° e a segunda na inclinação do terreno de 78°. Sendo a inclinação do terreno calculada por meio de trigonometria, utilizando as coordenadas do ponto de maior cota e do ponto de menor cota do talude.

O ensaio foi realizado conforme a metodologia proposta por Fácio (1991), modificada por Almeida (2013), em que as amostras foram moldadas por amostradores de dimensões de aproximadamente 10 cm de lado e 5 cm de altura. Posteriormente, para cada inclinação foi utilizada uma amostra no seu estado de umidade natural e outra no estado saturado por gotejamento de 20 ml de água, sendo que as mesmas durante a execução do ensaio foram submetidas a uma vazão constante de 50 ml/s.

Ao término do ensaio realizou-se cálculos para estimar a massa total de solo erodida, por meio da comparação entre os resultados do ensaio de inderbitzen e a curva granulométrica, segundo a Equação 1, proposta por Almeida, Rocha e Gitirana Jr. (2013):

$$M_T = \frac{100 \times M_{R200}}{100 - P_{P200}} \quad (1)$$

Onde:

M_T - massa total erodida;

M_{R200} - massa lavada retida na peneira n° 200 (0,075 mm);

P_{P200} - porcentagem passante na peneira n° 200 (0,075 mm).

5 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

Conforme descrito na Metodologia, foram realizados ensaios de caracterização nas amostras de solo, sendo determinados os seguintes valores para os índices físicos: umidade higroscópica (w) = 1,23%; limite de liquidez (ω) = 37,8%; limite de plasticidade (ω_p) = 29,3%; índice de plasticidade (IP) = 8,6% e massa específica dos grãos (γ_s) = 2,75%. Por meio destes resultados constatou-se que o solo apresenta média suscetibilidade a erosão, conforme a metodologia de Molinero Júnior *et al.* (2011).

Os ensaios de análise granulométrica executados com uso de defloculante e sem uso de defloculante proporcionou a obtenção das curvas granulométricas, Figura 3, e dos valores percentuais para cada fração de solo conforme descrito na Tabela 1.

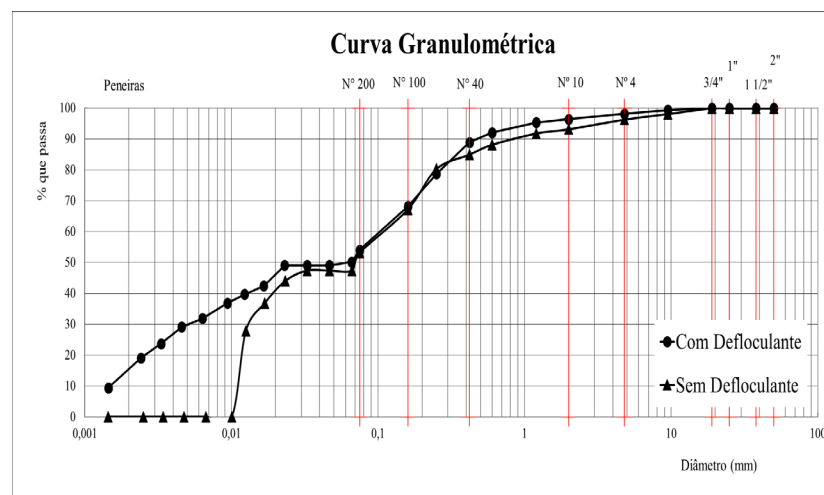


Figura 3. Curva granulométrica com e sem defloculante.

Fração	Faixa (mm)	Porcentagem (%)	
		Com Defloculante	Sem Defloculante
Argila	< 0,002	14,93	0
Silte	0,002 – 0,06	34,88	47,39
Areia Fina	0,06 – 0,20	23,04	25,64
Areia Média	0,20 – 0,60	19,26	15,12
Areia Grossa	0,60 – 2,0	4,34	5,02
Pedregulho	2,0 - 60	3,56	6,83
		100	100

Tabela 1. Porcentagem de cada fração granulométrica com e sem defloculante.

Utilizou-se a curva com defloculante aliada aos índices físicos para a determinação da classificação do solo em um silte de baixa compressibilidade (ML) de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS). Cabe ressaltar que a curva granulométrica com defloculante foi adotada por ser prevista na NBR 7181 (ABNT, 1984) a caracterização somente com o uso de defloculante. A partir deste resultado, o solo em análise é classificado como de alta erodibilidade, segundo Gray e Leiser (1989) *apud* Chuquipiondo (2007).

Baseado na realização do ensaio de Identificação Expedita do Solo Laterítico a amostra de solo por apresentar penetração do penetrômetro igual a 4,98 mm e contração diametral média de 0,69 mm foi classificada segunda a Carta de Classificação (Figura 4) como um solo siltoso não laterítico ou misturas de areias quartzosas com finos de comportamento não laterítico (NS'- NA').

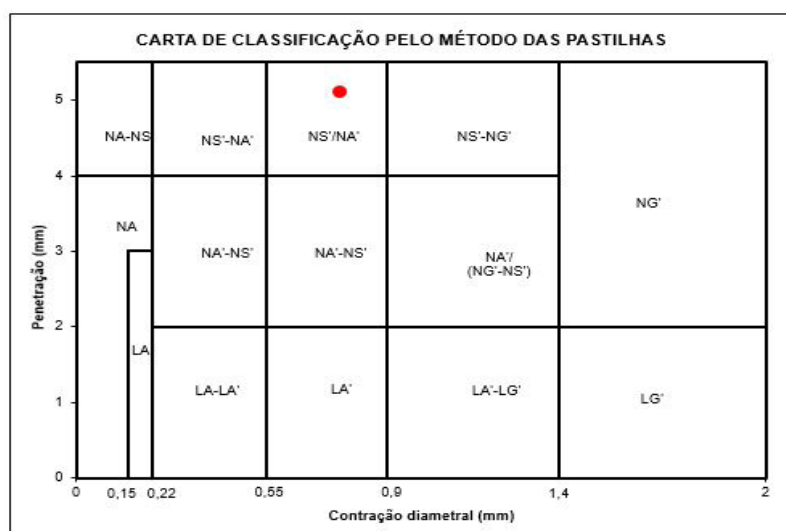


Figura 4. Identificação Expedita dos Solos das duas amostras estudadas.

Por meio do ensaio de Crumb Test foi possível classificar o solo quanto a

sua dispersibilidade. Observou-se que as amostras se desintegraram no fundo do recipiente, mas o líquido não apresentou sinais de turvação, conforme Figura 5, logo o solo pode ser classificado como de Grau 1 – Comportamento não-dispersivo, segundo a análise correspondente à NBR 13601 (ABNT, 1996).

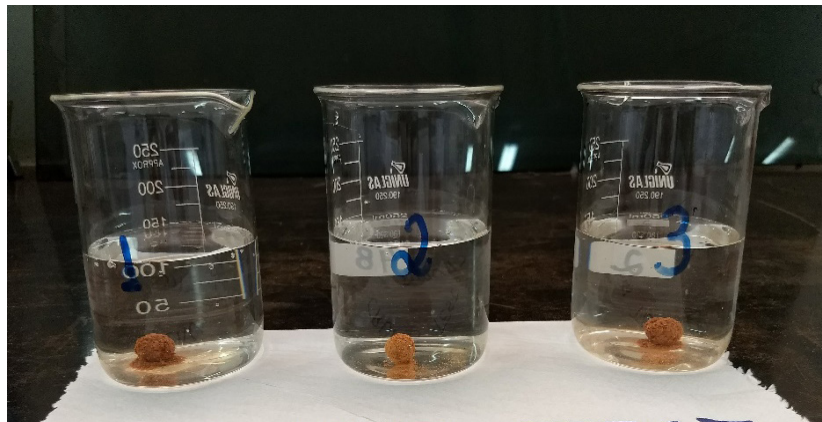


Figura 5. Ensaio de Crumb Test.

O ensaio de desagregação por imersão total foi realizado na umidade natural (Wnat) e com a saturação por capilaridade no intervalo de 24 horas (Wsat) antes da execução do ensaio. Na amostra submetida à imersão total com umidade natural (Figura 6a) observa-se uma dispersão do solo, onde as paredes da amostra se tornam difusas e ocorre a formação de uma “nuvem” coloidal. Já na amostra submetida ao ensaio com pré-saturação (Figura 6b) constatou-se a ocorrência de abatimento, uma vez que o solo se desintegra formando uma pilha de material desestruturado.

Realizou-se também o ensaio de desagregação com a imersão parcial da amostra (Figura 6c), em que o solo apresentou fraturamento, ou seja, a amostra se quebrou em fragmentos mantendo sua forma original nas faces externas.

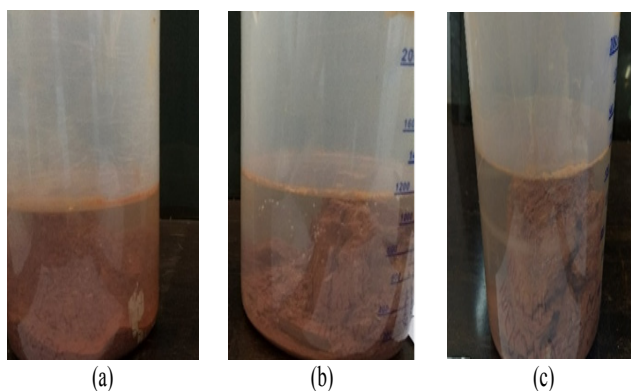


Figura 1. Ensaio de desagregação.

Figura 6. Ensaio de desagregação.

Com base nos resultados verificou-se que no ensaio de imersão total com a amostra na umidade natural e com pré-saturação, ocorreu alta perda de material.

Contudo, a mostra com umidade natural apresentou uma maior perda de massa de solo, evidenciando que mesmo que o solo tenha uma alta suscetibilidade a erosão, o solo com pré-saturação é mais resistente que o solo com umidade natural. Dessa forma o solo submetido a imersão total sem pré-saturação apresentou alta erodibilidade e o solo com pré-saturação teve de média a alta erodibilidade.

Quanto ao ensaio de imersão parcial o solo foi classificado como de média a alta erodibilidade, apresentando comportamento semelhante ao ensaio de imersão total com pré-saturação, pois nas duas amostras a expulsão das bolhas de ar presentes no solo ocorre de forma lenta.

A partir da realização do ensaio de nderbitzen nas amostras com umidade natural (Figura 7) e com pré-saturação por gotejamento (Figura 8), foi possível obter as curvas da massa erodida retida que é o material retido na peneira nº 200 (0,075 mm) e da massa total erodida, calculada por meio da Equação 1.

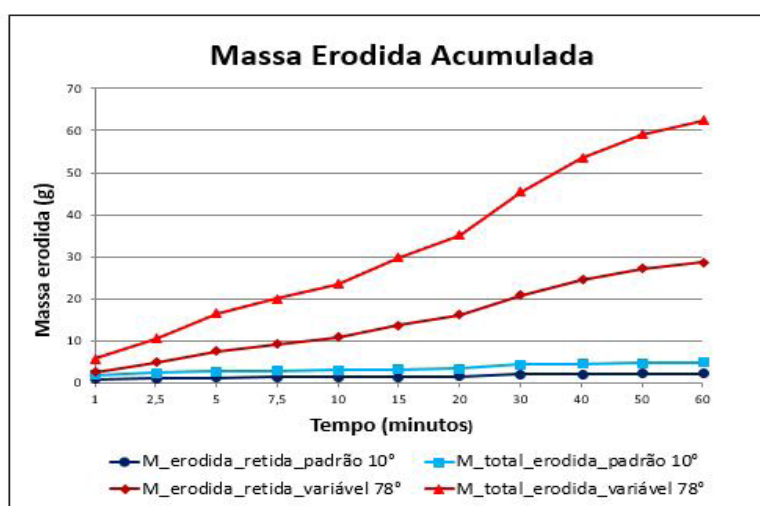


Figura 7. Massa erodida acumulada no ensaio de nderbitzen para a amostra com umidade natural.

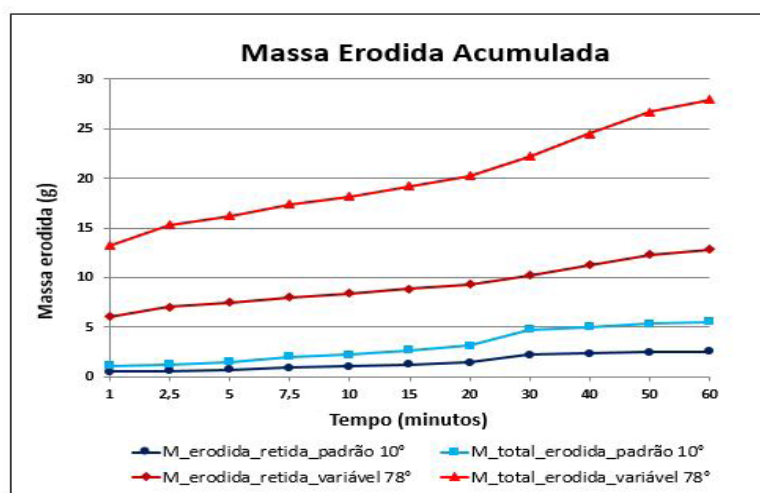


Figura 8. Massa erodida acumulada no ensaio de nderbitzen para a amostra com pré-saturação.

Mediante as curvas obtidas pelo ensaio de inderbitzen foi possível verificar que para as duas inclinações ocorreu um aumento progressivo da perda de massa, justificado pelo fato do solo em análise ser classificado como não-laterítico. Além disso, observou-se que no ensaio realizado para a inclinação natural do terreno (78°) ocorreu uma maior perda de material, uma vez que o solo se encontra em um talude com alta inclinação e sem presença de vegetação.

Constatou-se também que no solo ensaiado com umidade natural ocorre uma maior perda de massa por erosão laminar quando comparado com a amostra ensaiada com pré-saturação, assim como observado no ensaio de desagregação. Dessa maneira, o solo em estudo apresentou de média a alta suscetibilidade a erosão.

6 | CONCLUSÃO

A realização deste estudo permitiu constatar uma correlação entre os ensaios de desagregação e inderbitzen, uma vez que nas amostras ensaiadas na umidade natural observou-se uma alta erodibilidade do solo e nas amostras submetidas a uma pré-saturação uma menor tendência a erodibilidade. Isso se justifica pelo fato que nas amostras com pré-saturação as bolhas de ar presentes no solo são expulsas de forma lenta, conferindo ao mesmo uma maior resistência aos processos erosivos quando comparado as amostras ensaiadas na umidade natural onde essa expulsão ocorre de forma brusca.

Com base nos resultados encontrados é possível verificar que os índices físicos apresentaram uma pré-classificação da suscetibilidade a erosão do solo quando comparado com os resultados dos ensaios específicos de erodibilidade, uma vez que tanto na análise isolada dos índices físicos quanto nos ensaios de avaliação direta o solo apresentou de média a alta erodibilidade.

Tendo em vista os resultados encontrados e os fatores como a alta inclinação do talude e a falta de vegetação da área de estudo, sugere-se que para aumentar a resistência desse solo frente aos processos erosivos seja executado algum tipo de obra de contenção ou o melhoramento do solo com a utilização de resíduos de calcário, de construção civil, dentre outros.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização. Rio de Janeiro, 1986, 9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo-Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984a, 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo - determinação do limite de liquidez. São Paulo, 1984b, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo - determinação do limite de plasticidade. São Paulo, 1984c, 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984d, 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13601**: Solo - Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio do torrão (crumb test). Rio de Janeiro, 1996, 2p.

AGUIAR, V. G. **Bacia hidrográfica do córrego granada – Aparecida de Goiânia – GO: os processos erosivos e a dinâmica espacial urbana**. 97f. (Dissertação Mestrado em Geotecnia). Goiânia: UFG, 2009.

ALMEIDA, J. G. R. **Erodibilidade de Solos Tropicais não Saturados nos Municípios de Senador Canedo e Bonfinópolis-GO**. 127f. (Dissertação Mestrado em Engenharia Civil). Goiânia: UFG, 2013.

ALMEIDA, J. G. R.; ROCHA, M. F.; GITIRANA JR., G. DE F. N. A influência da sucção na erodibilidade de um solo compactado: estudo de caso em um solo erosivo do Córrego Barreiro. In: 3º Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro-Oeste e 6º Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos – GEOCENTRO, 2013, Cuiabá. **Anais...** Cuiabá: ABMS, 2013.

BASTOS, C. A. B. **Estudo Geotécnico Sobre a Erodibilidade de Solos Residuais Não Saturados**. 303f. (Tese de Doutorado em Engenharia Civil). Porto Alegre: UFRGS, 2004.

CARVALHO, J. C.; SALES, M. M.; SOUZA, N. M.; MELO, M. T. S. **Processos Erosivos no Centro-Oeste Brasileiro**. Brasília: FINATEC, 2006. 464p.

CHUQUIPIONDO, I. G. V. **Avaliação da estimativa do potencial de erodibilidade de solos nas margens de cursos de água: Estudo de caso trecho de vazão reduzida capim branco I Araguari Minas Gerais**. 195f. (Dissertação Mestrado em Geotécnica). Belo Horizonte: UFMG, 2007.

DERSA. **Diretrizes para identificação expedita do solo laterítico** - “Método da Pastilha”. São Paulo, 2006.

FÁCIO, J. A. **Proposição de uma metodologia de estudo da erodibilidade dos solos do Distrito Federal**. 122f. (Dissertação Mestrado em Geotecnia). Brasília: UnB, 1991.

FORTES, R. M.; ZUPPOLINI NETO, A.; MAREGGHI, J. V. **Proposta de normalização do método das pastilhas para identificação expedita de solos tropicais**. In: 11ª Reunião De Pavimentação Urbana. Porto Alegre, 2002.

MOLINERO JUNIOR, J. A.; BORGES, K. R.; SILVA, DA F. A. F.; FRANCO, M. A. M.; MAIA, C. S. Avaliação da erodibilidade de solos da BR-050 (Uberlândia – Uberaba). In: V Simpósio Sobre Solos Tropicais E Processos Erosivos No Centro-Oeste, 2011, Brasília. **Anais...** Brasília: Editora Ipanema, 2011.

REINERT, D. J.; REICHERT, J. M. **Propriedades física do solo**. Santa Maria: UFSM, 2006, 27p.

SANTOS, R. M. M. **Caracterização geotécnica e análise do processo evolutivo das erosões no Município de Goiânia**. 138f. (Dissertação Mestrado em Geotecnia). Brasília: UnB, 1997.

VITTE, A. C.; MELLO, J. P. Considerações sobre a erodibilidade dos solos e a erosividade das chuvas e suas consequências na orfogênese das vertentes: um balanço bibliográfico. **Climatologia e Estudos da Paisagem**. Rio Claro, v. 2, n. 2, p. 107-133, jul./dez. 2007.

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

Universidade Federal de Viçosa,
Viçosa-MG, Brasil

Daiara Luiza Guimarães

União de Ensino Superior de Viçosa,
Viçosa-MG, Brasil

RESUMO: O cadastramento e mapeamento de riscos geotécnicos em meio urbano é um trabalho de suma importância para previsão de custos e planejamento das ações de controle. O presente trabalho tem por objetivo verificar resultados de uma classificação de riscos geotécnicos em meio urbano, baseada numa adaptação da metodologia desenvolvida pelo autor em trabalhos em mineração. Buscando base comparativa para validação dos resultados obtidos por essa metodologia adaptada, utilizou-se como referência a dissertação de mestrado de Roque (2013), que fez classificações de risco geotécnicos no município de Viçosa-MG, com base na metodologia descrita pelo Ministério das Cidades. Os resultados mostraram que a metodologia adaptada da mineração pode ser empregada em meios urbanos, pois foi encontrada coerência com a realidade de campo, e alguma similaridades de resultados com o trabalho de Rock (2013).

PALAVRAS-CHAVE: Avaliação de risco, Mapeamento geotécnico.

ABSTRACT: The registration and mapping of geotechnical risks in an urban region is a very important work for cost forecasting and planning of control actions. This work aims to verify the results of a classification of geotechnical risks in an urban region, based on an adaptation of the methodology developed by the author in mining works. In order to validate the results obtained by this adapted methodology, Roque's master dissertation (2013) was used as reference, which made geotechnical risk classifications in the city of Viçosa-MG, based on the methodology described by the Ministry of Cities. The results showed that the adapted methodology of the mining can be used in urban environments, because it was found coherence with the field reality, and some similarities of results with the work of Rock (2013).

KEYWORDS: Risk assessment, Geotechnical mapping.

1 | INTRODUÇÃO

A concentração populacional e o crescimento desordenado das áreas urbanas têm causado vários conflitos, tornando-se uma preocupação administrativa, por gerar prejuízos e gastos públicos. São vários os fatores responsáveis por esse transtorno econômico. As ações de planejamento sobre uso do solo

são voltadas para garantir uma melhoria na segurança e economia, porém a taxa de crescimento em algumas regiões tem mostrado que essas ações muitas vezes são ineficazes e incompatíveis para esse grande número de ocupação.

Conforme Higashi (2006), as consequências das construções de obras civis e outras formas de uso e ocupação do solo está afetando cada vez mais o estado natural do meio ambiente de forma cada vez mais intensa devido ao crescente processo de desenvolvimento dos centros urbanos. Segundo Prandini, et al. (1995), esta concentração desordenada ocorre quase que unicamente pelos motivos especulativos de mercado, que surgem ignorando as reais limitações e potencialidades das áreas a serem ocupadas, determinando assim a ocupação inadequada de regiões, tais como áreas propícias à riscos relativos ao desenvolvimento de escorregamentos ou grandes erosões, áreas sujeitas a inundações, entre outras.

Esse crescimento desordenado gera situações de risco às pessoas e ao meio ambiente que necessitam de intervenção dos setores públicos ou privados. Portanto, trabalhos de mapeamento de risco são utilizados no cadastramento e gerenciamento dessas anomalias, auxiliando os ramos da engenharia civil nos trabalhos de mitigação do problema. Logo o cadastramento e mapeamento de riscos é um trabalho de suma importância para previsão de custos e ações necessárias para traçar metas de controle ou eliminação dos riscos gerados por obras inadequadas.

As administrações municipais, de forma geral, têm se caracterizado pela implantação de ações corretivas emergenciais, conforme os problemas acumulados se advêm. Esta atuação corretiva poderá, gradativamente, ser reduzida e substituída por ações preventivas, principalmente com o planejamento ordenado do crescimento urbano.

Neste contexto, a Geologia da Engenharia - ciência dedicada à investigação, estudo e solução de problemas de engenharia e meio ambiente, decorrentes da interação entre a geologia e os trabalhos e atividades do homem, bem como à previsão e desenvolvimento de medidas preventivas ou reparadoras de acidentes geológicos (IAEG, 1992) e a Geotecnia – ramo da engenharia civil e geologia que estuda o comportamento estrutural do solo e das rochas, reúnem expressiva capacitação técnico-científica que pode subsidiar as ações do Poder Público Municipal.

Dentre as questões ressaltadas pela Geologia de Engenharia e a Geotecnia, inclui-se o mapeamento de risco geotécnico, que podem agrupar informações fundamentais nas tomadas de decisões do poder público relativas ao direcionamento de recursos financeiros destinados à prevenção ou remediação de problemas oriundos do desenvolvimento urbano desordenado.

A forma de apresentação e a interpretação dos dados e componentes de riscos à ocupação urbana têm sido bem debatidas em meio a vários processos de mapeamento ou cartografia geotécnica. Destas metodologias (propostas e frequentemente utilizadas, tanto no Brasil, como em outros países), algumas são bastante distintas e outras apresentam alguns pontos comuns. Assim, torna-se claro que a análise e a

evolução dos conhecimentos já acumulados nos estudos de mapeamento geológico-geotécnico são essenciais para que seu aproveitamento seja mais efetivo, tornando-se, realmente, um instrumento que auxilie no planejamento e a gestão do uso urbano do solo.

Foi verificado a possibilidade de se colocar à disposição do Poder Público, bem como de empresas públicas e privadas envolvidas na prestação de serviços urbanos, documentos que permitam de forma mais ativa definir as prioridades para intervenção dos problemas e riscos identificados. Como metodologia dessa priorização (hierarquização) de riscos foi utilizado e adaptado para o meio urbano o método de definição de níveis de atenção para cadastramento e hierarquização de riscos geotécnicos utilizado em trabalhos de gerenciamento de risco geotécnico realizados pelo autor na Vale S/A, cujo objetivo era definir os níveis de prioridade através de conceitos que justificavam as escolhas para alocação de recursos financeiros.

O local selecionado para a realização desse trabalho de mapeamento e hierarquização dos riscos urbanos, com o método adaptado desta experiência na mineração, foi o Município Viçosa-MG.

2 | OBJETIVO

Foi objetivo desse trabalho utilizar em meio urbano uma metodologia de hierarquização de níveis de atenção de risco, adaptada de experiências realizadas pelo autor no setor minerário. Buscou-se a verificação das dificuldades e potencialidades dessa metodologia adaptada a partir dos resultados obtidos.

3 | ÁREA DE ESTUDO

Os ambientes urbanos selecionados para o estudo localizam-se no município de Viçosa - MG, região da zona da mata mineira. A escolha desse município se deve aos registros de mapeamentos de riscos geotécnicos realizados em estudos anteriores, e que servirão de base comparativa aos resultados obtidos pela metodologia analisada nesse trabalho.

O município possui 299,418 Km², localizado na Macro Região da Zona da Mata Mineira e está situado em um planalto, com relevo acidentado, composto por cadeias de montanhas agrupadas, próximas umas das outras, com altas declividades, formando vales estreitos, obtendo uma atual população residente estimada de 78.381 pessoas, possuindo uma densidade demográfica de 214,2 hab/Km² (IBGE, 2017).

Situa-se no Complexo Mantiqueira, composta por rochas do embasamento Granito-Gnáissico indiviso, referentes ao período pré-Cambriano. De acordo com Vieira (2000), são compostas de gnaisses muito alterados; apresentam condições quartzosas com presença de intrusões de rocha metabásica às vezes positivas ou

não com a foliação da rocha local.

De acordo com o mapeamento feito pelo Instituto de Geociências Aplicadas da Secretaria do Estado de Minas Gerais no ano de 1982, o Município de Viçosa – MG está implantado na Bacia Hidrográfica do rio Turvo Sujo que corta o município no sentido SE-NW, e é a aflente do rio Turvo Limpo. Ferreira, Nobres, Ribeirão São Bartolomeu, São João Silvestre, Ribeirão Santa Tereza e os córregos Pau de Cedro são os principais afluentes do Rio Turvo Sujo dentro do município de Viçosa. A bacia hidrográfica do Ribeirão São Bartolomeu abrange grande parte do centro urbano de Viçosa.

As classes de solos encontrados na bacia Ribeirão São Bartolomeu são, segundo Orlandini (2002):

a) Latossolo Vermelho-Amarelo Distrófico: Presente no terço superior das áreas com perfis convexos e nos topos das elevações; b) Cambissolos Latossólicos: Encontrados nos terraços e nos terços superiores das vantes, quando da existência de horizonte B de pequena espessura; c) Podzólico vermelho-Amarelo: Presente nas áreas de perfis côncavos e nos terraços; d) Gleissolos e Neossolos Flúvicos: Encontrados no leito maior dos cursos d'água (ORLANDINI, 2002).

A região se insere em um clima tipo Cwa (Clima Tropical de Altitude de Verões Brandos), a classificação de Köppen se dá por invernos frios e secos e verões quentes e úmidos; ou seja, clima mesotérmico, obtendo uma precipitação média anual entre 1200 mm a 1400 mm. A região possui temperatura média anual de 19.6° C e umidade com amplitude variável entre 30% e 65% (ORLANDINI, 2002).

4 | METODOLOGIA

Para se atingir os objetivos do trabalho, foi definido inicialmente critérios para seleção dos locais para testar a metodologia de hierarquização de riscos adaptada da mineração, e finalmente foi aplicada a metodologia em si, conforme descrito a seguir.

4.1 Critérios para Seleção de Áreas

Para selecionar áreas dentro do município de Viçosa-MG para serem alvo da aplicação da metodologia testada nesse trabalho, foram utilizados os resultados do trabalho de Roque (2013), que realizou um mapeamento das áreas de risco geológico-geotécnicas associadas a movimentos de massas na área urbana do município, através do cadastro de pontos e áreas de diferentes graus de risco geológico-geotécnico, de acordo com os critérios definidos pelo Ministério das Cidades. Ao todo Roque (2013) cadastrou 101 pontos de risco, e definindo 45 áreas de risco em 32 bairros dos 51 bairros do município, utilizando mapas temáticos elaborados a partir de ferramentas de Sistemas de Informações Geográficas - SIG. Essas áreas e pontos de riscos foram cadastradas por Roque (2013), georeferenciadas e identificadas por grau de risco, conforme apresentado na Figura 1.

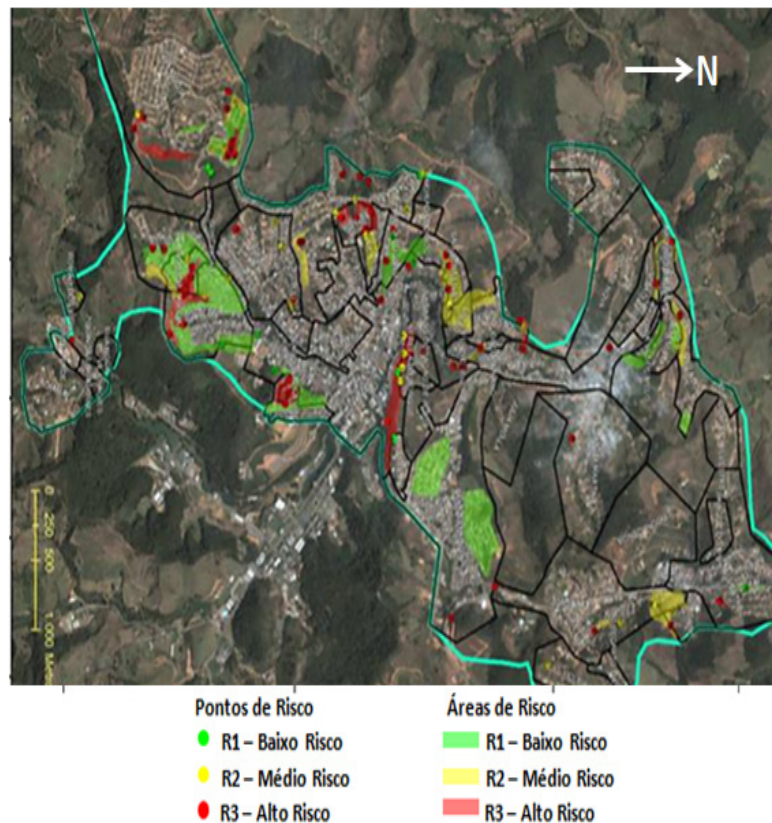


Figura 1. Cadastramento de riscos em Viçosa-MG (adaptado de Roque, 2013)

Para a escolha inicial dos locais para verificação da metodologia de hierarquização de níveis de atenção, objeto desse trabalho, optou-se em avaliar no campo as mesmas áreas de risco mapeadas por Rock (2013) e classificadas como grau R3 – Alto. A partir dessa delimitação foram preliminarmente definidos 14 dos 32 bairros mapeados por Roque (2013), onde estão registradas as mais relevantes ocorrências de áreas de risco.

Desta forma, ficaram essas áreas como alvo inicial na aplicação desta metodologia adaptada pelo autor, porém no decorrer do trabalho de análise de campo, todos os pontos de risco relevantes que foram encontrados nos trajetos até as áreas alvo também, foram cadastrados e analisados usando a metodologia para as classificações de riscos.

4.2 Hierarquização de Níveis de Atenção de Risco

A hierarquização de níveis de atenção riscos é importante para se definir as ações prioritárias de controle dos problemas. A metodologia utilizada nesse trabalho foi desenvolvida pelo autor nos trabalhos de gestão de riscos geotécnicos na Vale S/A em 2012, e adaptado nesse trabalho para gestão de riscos geotécnicos em meio urbano.

Essa técnica consiste na valoração de parâmetros para avaliação de risco, de modo a se encontrar o Nível de Atenção (NA) que cada risco deve obter. Sendo esses

parâmetros o Grau de Probabilidade (GP), Grau de Risco Humano (GRH), Grau de Risco Ambiental (GRA), e o Grau de Risco Financeiro (GRF). Esses parâmetros e os critérios para valorá-los serão apresentados a seguir.

- Grau de Probabilidade (GP): Valor que determina a probabilidade do acidente, com base na planilha adaptada do Ministério das Cidades para avaliações de riscos em encostas (Tabela 1)

Valores	Descrição
Baixo ou Sem risco (16)	<p>1. Os condicionantes geológico-geotécnicos predisponentes (inclinação, tipo de terreno etc.) e o nível de intervenção no setor são de baixa ou nenhuma potencialidade para o desenvolvimento de processos de escorregamentos e solapamentos.</p> <p>2. Não observa (m) sinal/feição/evidencia (s) de instabilidade. Não há indícios de desenvolvimento de processos de instabilização de encostas e de margens de drenagens.</p> <p>3. Mantidas as condições existentes não se espera a ocorrência de eventos destrutivos no período compreendido por uma estação chuvosa normal.</p>
Médio (8)	<p>1. Os condicionantes geológico-geotécnico predisponentes (inclinação, tipo de terreno etc.) e o nível de intervenção no setor são de média potencialidade para o desenvolvimento de processos de escorregamentos e solapamentos.</p> <p>2. Observa-se a presença de algum (s) sinal/feição/evidencia (s) de instabilidade (encostas e margens de drenagens), porém incipiente (s). Processo de instabilização em estágio inicial de desenvolvimento.</p> <p>3. Mantidas as condições existentes, é reduzida a possibilidade de ocorrência de eventos destrutivos durante episódios de chuvas intensas e prolongadas, no período compreendido por uma estação chuvosa.</p>
Alto (4)	<p>1. Os condicionantes geológico-geotécnicos predisponentes (inclinação, tipo de terreno, etc.) e o nível de intervenção no setor são de alta potencialidade para o desenvolvimento de processos de escorregamentos e solapamentos.</p> <p>2. Observa-se a presença de significativo (s) sinal/feição/evidência (s) de instabilidade (trincas no solo, degraus de abatimento em taludes, etc.) Processo de instabilização em pleno desenvolvimento, ainda sendo possível monitorar a evolução do processo.</p> <p>3. Mantidas as condições existentes, é perfeitamente possível a ocorrência de eventos destrutivos durante episódios de chuvas intensas e prolongadas, no período compreendido por uma estação chuvosa.</p>
Muito Alto (1)	<p>1. Os condicionantes geológico-geotécnico predisponentes (inclinação/ tipo de terreno, etc.) e o nível de intervenção no setor são de muito alta potencialidade para o desenvolvimento de processos de escorregamentos e solapamentos.</p> <p>2. Os sinais/feições/evidências de instabilidade (trincas no solo, degraus de abatimento em taludes, trincas em moradias ou em muros de contenção, árvores postes inclinados, cicatrizes de escorregamentos, feições erosivas, proximidade da moradia em relação à margens de córregos, etc.) são expressivas e estão presentes em grande número ou magnitude. Processo de instabilização em avançado estágio de desenvolvimento.</p> <p>3. Mantidas as condições existentes, é muito provável a ocorrência de eventos destrutivos durante episódios de chuvas intensas e prolongadas, no período compreendido por uma estação chuvosa.</p>

Tabela 1. Grau de Probabilidade (GP)

- Grau de Risco Humano (GRH): Representa a possibilidade de danos a humanos em função do problema em questão (Tabela 2).

Valores	Descrição da área a jusante do ponto de risco
Muito Baixo (4)	Local sem acesso à passagem de pessoas. Local de difícil circulação de pessoas. Inexistência de construções.
Baixo (3)	Estradas, e acessos de pouca circulação de pessoas e veículos.
Médio (2)	Estradas e acessos de média circulação de veículos. Residências.
Alto (1)	Local com ocupação permanente e de grande quantidade de pessoas. Escolas, hospitais, centros comerciais de grande movimento, vilas residenciais, Avenidas e estradas de grande circulação de veículos.

Tabela 2. Grau de Risco Humano (GRH)

- Grau de Risco Ambiental (GRA): Valor que representa o risco ambiental gerado (Tabela 3).

Valores	Descrição da área a jusante do ponto de risco
Muito Baixo (5)	Área totalmente descaracterizada, sem possibilidade de propagar impactos.
Baixo (4)	Área descaracterizada, com possibilidades de propagação de impacto de baixas proporções.
Médio (3)	Área de preservação. O impacto pode se propagar com possibilidades de controle e danos de médio prazo.
Alto (1)	Área de alto interesse ambiental. Rios de alto padrão de qualidade. Áreas de preservação permanente. Biomas endêmicos. O impacto pode se propagar descontroladamente gerando danos irreversíveis ou de longo prazo.

Tabela 3. Grau de Risco Ambiental (GRA)

- Grau de Risco Financeiro (GRF): Valor que representa o risco financeiro gerado pelo problema em questão (Tabela 4).

Valores	Descrição do impacto financeiro
Muito Baixo (5)	Impacto de valor desprezível até no máximo um salário mínimo
Baixo (4)	Impacto variando de um salário mínimo até 20 salários mínimos
Médio (3)	Impacto variando de 20 salários mínimos até 100 salários mínimos.
Alto (2)	Impacto de custo superior a 100 salários mínimos

Tabela 4. Grau de Risco Financeiro (GRF)

- Nível de Atenção (NA): É o resultado matemático das multiplicações dos parâmetros mencionados, conforme apresentado na equação a seguir.

$$NA = GP \times GRH \times GRA \times GRF$$

A classificação dos resultados obtidos para o Nível de Atenção (NA), segue a ordem descrita na Tabela 5.

Valor do NA	Nível de Atenção
$01 \leq NA < 70$	(A) Máxima
$70 \leq NA < 120$	(B) Alta
$120 \leq NA < 250$	(C) Média
$250 \leq NA < 400$	(D) Baixa
$400 \leq NA$	(E) Mínima

Tabela 5. Classificação do Nível de Atenção (NA)

A Figura 2 apresenta o fluxograma para determinação do cálculo do Nível de Atenção dos riscos identificados:

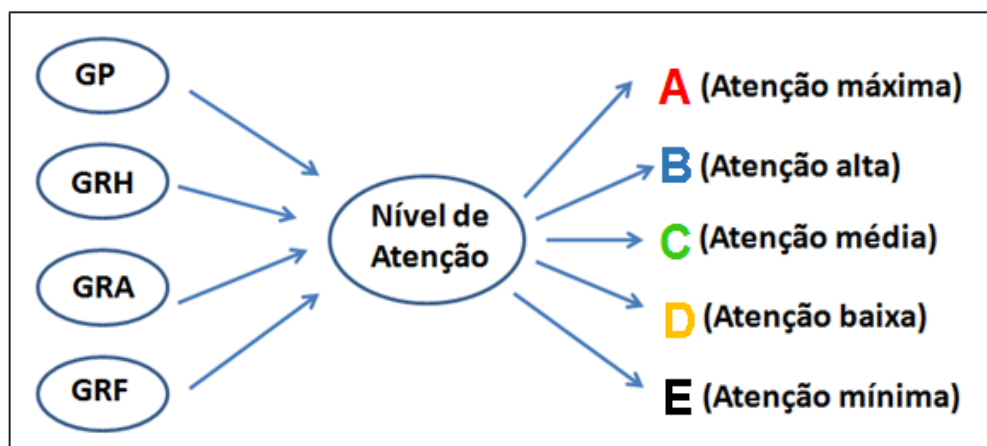


Figura 2. Fluxograma para hierarquização dos riscos, definido em função do N.A.

Portanto, para cada risco identificado e cadastrado no mapa de riscos da área, deve ser realizada a atribuição de valores para cada parâmetro da análise de modo a se chegar no nível de atenção desse risco. Para melhor eficácia do método é recomendado que a análise seja realizada inicialmente no maior risco identificado pelos avaliadores, de modo a se conseguir com base nesse um parâmetro comparativo para aplicação de valores nos demais pontos de risco.

5 | RESULTADOS

O trabalho realizado resultou num total de 36 pontos de riscos analisados dentro de 14 bairros no município de Viçosa-MG. Desses pontos avaliados 27,8% correspondem ao nível de atenção máxima; 30,6% ao nível de atenção alta; 36,11% ao nível de atenção média; 2,8% correspondem ao nível de atenção baixa; e 2,8% ao

nível de atenção mínima. Os resultados distribuídos por bairro verificado encontram-se na Tabela 6.

Bairros	Níveis de Atenção (NA)					Total
	Máx (A)	Alta (B)	Média (C)	Baixa (D)	Mín. (E)	
Centro	4	4	1			9
Sagrada Família	1	1				2
Bom Jesus	1		1			2
Santa Clara			1			1
Fátima		1				1
João Brás	1		1			2
Silvestre	1	2				3
Liberdade			1			1
Nova Era	2		1			3
Barrinha		1				1
Val Açu			1			1
Nova Viçosa			2	1		3
São Sebastião		2	3		1	6
Betânia				1		1
Total	10	11	13	1	1	36

Tabela 6. Distribuição dos pontos (locais) analisados por bairro e Nivel de Atenção obtido

A menor incidência de riscos classificados como “baixo” e “mínimo” nível de atenção devem-se ao critério estabelecido na definição de áreas para a análise (item 4.1). Visto que foi priorizado a avaliação das áreas classificadas por Roque (2013) como áreas de alto risco. Então já era esperado encontrar uma maior quantidade de riscos considerados de maior gravidade.

Os riscos identificados foram cadastrados em fichário com registro fotográfico, e as coordenadas de localização destes foram anotadas e para, posteriormente, apontar estes em imagens do Google Earth, conforme Figura 3, que exemplifica a distribuição de riscos para o bairro de Nova Era. Nesse exemplo foram identificados os pontos de risco chamados I.1, I.2 e I.3, onde as cores vermelhas representam os Níveis de Atenção A (Máxima) e a cor amarela representa o Nível de Atenção C (Média). A Figura 4 apresenta um resumo dos registros fotográficos cadastrados no bairro Nova Era, sendo o Ponto I.1 um problema de graves erosões nas proximidades de uma ponte provisória utilizada por moradores, e os problemas I.2 e I.3 são referentes à taludes descobertos e erodidos próximos às residências.



Figura 3. Distribuição de riscos cadastrados no Bairro Nova Era, sendo I.1 e I.3 classificados com NA máximo, e I.2 com NA médio.



Figura 4. Resumo de registro fotográfico das ocorrências de risco registradas no Bairro Nova Era, à título de exemplo.

Dos 36 pontos de riscos cadastrados nesse trabalho, 12 deles foram encontrados exatamente sobre os locais avaliados por Roque (2013), sendo isso confirmado pelas coordenadas e registros fotográficos arquivados. Portanto, esses 12 pontos de risco permitem um comparativo de resultados do atual trabalho com a metodologia de avaliação utilizada por Roque (2013). A Tabela 7 apresenta o comparativo desses resultados.

Dentro das 12 áreas definidas como alto risco na tese de Roque (2013), dos 59 pontos encontrados com nível alto, 43 deles estão em áreas que correspondem ao nível de atenção máxima (alto risco) da metodologia adaptada neste trabalho, que é o equivalente à 72,8% do total de pontos. Isso não é surpresa uma vez que não era esperado que todos os pontos encontrados nas áreas de alto risco fossem necessariamente de alto risco. Pois, na geração de limites de áreas de risco, são usadas interpolações de informações temáticas georreferenciadas, que com uso de softwares de SIG pode-se chegar a conclusões referentes à espacialização de áreas com propensões aos níveis de risco. Entretanto, no presente trabalho, os riscos foram analisados pontualmente.

Nome do Ponto	Nível de atenção (NA)	Ponto de Risco (Roque, 2013)	Área de Risco (Roque, 2013)
A.2	B- Alta	R2 - Médio	R3 – Alto
A.3.2	B- Alta	R2 - Médio	R3 – Alto
F.2	C- Média	R3 - Alto	Sem
B.1	A- Máxima	R3 - Alto	R3 – Alto
D.1	A- Máxima	R3 - Alto	R3 – Alto
M.4	B- Alta	R3 - Alto	R2 – Médio
O.1	C- Média	R3 - Alto	R3 – Alto
F.1	A- Máxima	R3 - Alto	Sem
M.2	B- Alta	R2 - Médio	R2 – Médio
G.1	B- Alta	R3 - Alto	R3 – Alto
A.1	A- Máxima	R3 - Alto	R3 – Alto
I.1	A- Máxima	R3 - Alto	Sem

Tabela 7. Resultados dos Níveis de Atenção (NA) comparados com os resultados de Roque (2013)

A valoração proposta nos parâmetros de avaliação de riscos, e os intervalos dos níveis de atenção proporcionam maior relevância para segurança humana, seguida da segurança ambiental e por último da segurança financeira, conforme pode ser visto respectivamente nas tabelas de GRH, GRA e GRF. Já a valoração do Grau de Probabilidade (GP) induz a uma redução significativa do nível de atenção para baixas probabilidades de ocorrência do evento, devido à valoração (16) de quatro a três vezes superior à valoração dos demais valores máximos de cada parâmetro de análise de risco.

Para traçar um comparativo dos resultados apresentados na Tabela 7, foi

necessário considerar entre a metodologia deste trabalho e a empregada por Roque (2013), as seguintes equivalências: nível A (atenção máxima) e o nível B (atenção alta) equivalem à classificação R3 (Alto); já o nível C (atenção média) passa a ser referente ao R2 (Médio); e para o nível D (atenção baixa) e nível E (atenção mínima) correspondem a R1 (Baixo). Essa consideração foi necessária pois a presente metodologia de hierarquização de níveis de atenção possui 5 níveis de classificação, e a metodologia do Ministério das Cidades utilizada por Roque (2013) possui apenas 3 níveis de classificação.

Analisando o comparativo entre os Níveis de Atenção (NA) e os Pontos de Risco de Roque (2013) verificou-se que dos 12 pontos comparados, em 7 deles (58,3%) ocorreram similaridade de resultados. Os pontos de risco de Roque (2013) tiveram um total de 75% de riscos classificados como R3 (Alto) e apenas 25% para R2 (Médio). Já o Nível de Atenção apontou um valor de 83,3% para os níveis considerados mais agravantes (A e B; Máxima e Alta, respectivamente), e 16,7% para nível C (Médio).

Apesar da Tabela 7 também apresentar a classificação para áreas de risco, um comparativo direto entre os níveis de atenção com a classificação dessas áreas não faria sentido pois para cada área de risco (independente de sua classificação) diferentes tipos de riscos pontuais podem ocorrer.

6 | CONCLUSÕES

A utilização dessa metodologia adaptada de trabalhos de gerenciamento de riscos geotécnicos no setor de mineração, mostrou que pode ser empregada em meios urbanos pois os resultados foram coerentes na hierarquização dos riscos. Visto que nos pontos de risco analisados não foram percebidos nenhuma situação onde os níveis de atenção não se adequassem à realidade do campo.

Apesar do meio urbano apresentar maiores influências antrópicas, variáveis ligadas às complexidades construtivas podem ser indutivamente consideradas na valorização de GRH e GRF. Mas uma reformulação metodológica considerando essas variáveis, poderia aumentar a assertividade de resultados.

Essa metodologia de hierarquização dos níveis de atenção, adaptada ao meio urbano, possui fácil aplicação e entendimento, podendo ser executada por engenheiros e técnicos sem a necessidade de treinamentos refinados, e apresenta resultados na hierarquização de riscos que podem ser utilizados pelo setor público ou privado nas tomadas de decisões de alocação financeira para soluções de riscos.

Avalia-se, por fim, que essa metodologia pode ser empregada como avaliação preliminar dos riscos, contribuindo para o direcionamento de ações, mas não dispensando avaliações mais criteriosas e investigações geotécnicas para definição da real situação de risco e condicionantes geométricos do problema com base nas técnicas consagradas de engenharia

REFERÊNCIAS

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE - 1996. **Contagem da população 1996**. Rio de Janeiro, IBGE, p. 485.

HIGASHI, R. R.; GELOSA, A. **Utilização do Geoprocessamento para a Análise de Problemas Ambientais do Rio Tubarão**. Monografia de Especialização em Processamento das Informações Geográficas na Gestão Ambiental, Universidade do Sul de Santa Catarina, Tubarão, SC, 2006, p.4-10.

ORLANDINI, D. **Avaliação do uso dos recursos naturais de uma sub-bacia do Ribeirão São Bartolomeu com vista ao aumento da produção de água com qualidade**. Viçosa: UFV, 2002. 123p. Dissertação (Mestrado em Ciências Florestais) Universidade Federal de Viçosa, 2002.

PRANDINI, F. L.; NAKAZAWA, V. A.; LUZ DE FREITAS, C. G.; DINIZ, N. C. **Cartografia geotécnica nos planos diretores regionais e municipais. Curso de Geologia Aplicada ao Meio Ambiente**, São Paulo, SP, 1995, p.187-202.

ROQUE, L.A. **Mapeamento das áreas de risco geológico-geotécnicos associados a movimentos de massa na área urbana de Viçosa – MG**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.

VIEIRA, V. **Caracterização preliminar do risco geológico da área urbana de Viçosa-MG**. 2000. 92f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.

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

Matheus Henrique Borges Coutinho

Universidade Federal de Goiás, Regional Catalão,
Unidade Acadêmica Especial de Engenharia
Catalão/GO

Ricardo Antonio de Rezende

CMOC Copebrás – Internacional Brasil
Catalão/GO

Cibele Tunussi

Universidade Federal de Goiás, Regional Catalão,
Unidade Acadêmica Especial de Engenharia
Catalão/GO

Marcos Vinicius Agapito Mendes

Universidade Federal de Goiás, Regional Catalão,
Unidade Acadêmica Especial de Engenharia –
Serviço Nacional de Aprendizagem Industrial,
Departamento de Mineração
Catalão/GO

RESUMO: Este artigo relata as experiências obtidas na realização do estágio curricular obrigatório, permitindo vivenciar na prática as atribuições de um engenheiro de minas. A cidade de Catalão/GO detém uma grande reserva mineral de rocha fosfática de extrema importância, principalmente para a agricultura brasileira. Baseando-se na crescente demanda na produção de fertilizantes, em decorrência ao crescimento populacional, o fosfato exerce um papel fundamental para que o alimento possa chegar ao prato da população. Assim, esse

artigo exhibe a importância do estágio para a carreira profissional do estudante e, demonstra também, que as atividades desempenhadas podem gerar um grande retorno ao processo de produção de concentrado fosfático da empresa. Inicialmente o trabalho contextualizará, de forma ampla, o cenário de atuação da empresa onde o mesmo foi realizado. Em seguida, a listagem das atividades desempenhadas durante esse período. E por fim, os resultados e conclusões perante as atividades realizadas e o tempo empregado no estágio.

PALAVRAS-CHAVE: Vivenciar. Fosfato. Fertilizante.

PRODUCTION OF PHOSPHATE HUMID CONCENTRATE: THE EXPERIENCE OF MINING INTERNSHIP

ABSTRACT: This article reports the experiences obtained in the accomplishment of the obligatory curricular traineeship, allowing to experience in practice the attributions of a mine engineer. The city of Catalão / GO holds a large mineral reserve of phosphate rock of extreme importance, mainly for Brazilian agriculture. Based on growing demand for fertilizer production, because of population growth, phosphate plays a key role so that food can reach the population's plate. Thus, this article shows the importance of the

internship for the student's professional career and demonstrates that the activities performed can generate a great return to the company's phosphatic concentrate production process. Initially the work will contextualize, in a broad way, the scenario of the company where it was performed. Next, the list of activities performed during that period. And finally, the results and conclusions regarding the activities performed and the time spent in the stage.

KEYWORDS: Experience. Phosphate. Fertilizer

1 | INTRODUÇÃO

Em consequência ao grande crescimento da população mundial, a demanda por alimentos vem aumentando significativamente. Nos últimos anos a busca pela otimização da produção de alimentos está embasada no intenso desenvolvimento tecnológico alcançado pela sociedade. Neste contexto, o emprego de fertilizantes é fundamental para ganhos significativos de produção na mesma área plantada (BENITIS, 2015).

A cidade de Catalão/GO é parte integrante deste cenário de desenvolvimento em virtude de seu potencial para produção de fertilizantes fosfatados a partir da exploração de rocha fosfática em complexos carbonatíticos. O fósforo, extraído do mineral de apatita, presente na rocha fosfática, é um dos insumos essenciais a produção de fertilizantes (SANTOS *et al*, 2002).

Grande parte dos solos brasileiros agricultáveis possuem deficiência natural no elemento químico fósforo, sendo sua reposição artificial necessária para garantir as altas taxas de produção visadas pela agricultura moderna. Reservas de rochas fosfáticas no Brasil são estratégicas e estão relacionadas diretamente à sustentabilidade de sistemas agrícolas (BENITIS, 2015).

O beneficiamento da rocha fosfática permite extrair o fósforo a partir do mineral apatita ($\text{Ca}_5(\text{PO}_4)^3$), que pode possuir variantes: hidroxiapatita, fluorapatita e clorapatita dependendo dos íons hidróxido (OH^-), fluoreto (F^-), e cloreto (Cl^-), respectivamente, encontrados em sua estrutura cristalina. Figura como impurezas do beneficiamento os minerais hematita (Fe_2O_3) e o quartzo (SiO_2), principalmente (PAIVA *et al*, 2004).

A finalidade do beneficiamento da rocha fosfática é produzir um concentrado apatítico com as especificações adequadas para seu emprego como matéria prima na fabricação de fertilizantes. Logo, o concentrado final precisa atingir teores médios de 35% de P_2O_5 e baixos teores dos minerais presentes como impurezas (BORGES, 2014).

Para atingir as especificações finais necessárias, o processo, segundo Nicoli (2014), abrange etapas de britagem, estocagem e homogeneização, moagem, separação magnética de baixo campo, classificação, deslamagem, flotação de barita e apatita, separação magnética de alto campo e desaguamento. Em virtude da escassez de jazidas de rocha fosfática no Brasil e a necessidade crescente de fertilizantes, a

otimização de todas as etapas, segundo Luz (2010), é fundamental para garantir o aumento de produção, com redução de custos.

O beneficiamento mineral, inevitavelmente, tem perdas. Mendes et al (2014), Silva *et al* (2016) e Mendes (2016) destacam a grande quantidade de material que é descartado no beneficiamento de rocha fosfática. Aproximadamente 35% da alimentação da usina é descartada como rejeito magnético, de acordo com Mendes (2016). Portanto, a separação magnética merece atenção minuciosa neste processo, buscando-se a minimização das perdas.

Neste contexto de constante busca pela otimização dos processos de beneficiamento de rocha fosfática, visando redução de custos, ganhos de produção e aumento na oferta de fertilizantes disponíveis no mercado brasileiro, este trabalho tem como objetivo descrever as atividades do estágio realizado em uma usina de beneficiamento de rocha fosfática, onde o desenvolvimento de rotinas operacionais para a separação magnética permitiu otimizar o processo.

2 | METODOLOGIA

O estágio foi realizado na empresa Copebrás, pertencente ao grupo CMOC Internacional Brasil, no período de 28 de fevereiro de 2018 à 27 de abril de 2018, sendo requisito necessário para a aprovação na disciplina de Estágio Curricular Obrigatório do Curso de Engenharia de Minas da Universidade Federal de Goiás.

Durante o estágio, uma série de atividades foram realizadas, permitindo adquirir experiência prática referente a profissão, de modo geral, com foco na produção de concentrado úmido de rocha fosfática. Além disso, o relacionamento diário com operadores do processo colaborou para desenvolvimento de habilidades de gestão de pessoas.

Foi realizado o acompanhamento dos processos de cominuição, classificação, deslamagem, separação magnética (baixo e alto campo magnético), flotação (barita e apatita) e desaguamento. As principais atividades desenvolvidas foram a elaboração de fluxogramas de processo, realização de amostragens em diversas etapas para análise do processo e acompanhamento e implementação de uma rotina operacional e de manutenção nos equipamentos de separação magnética.

O acompanhamento dos processos de beneficiamento de rocha fosfática permitiu o levantamento de dados do circuito, entendimento do funcionamento dos equipamentos e utilização de insumos, que posteriormente culminaram em um fluxograma detalhado. Diversas dúvidas surgiram, sendo sanadas com o auxílio de operadores, supervisores e gestores da usina.

As amostragens foram realizadas visando realizar um diagnóstico da eficiência das etapas unitárias e também com objetivo de avaliar melhorias dentro do processo. Foi necessário organizar o período de coleta, os recipientes para armazenamento da

amostra, definir o método de coleta, realizar a amostragem em campo e enviar para análise em laboratório, além de registrar os dados na rede interna da empresa. Apesar de serem realizadas diariamente várias amostragens de rotina pela operação para fechamento de balanço diário, se faz necessário amostragens extras para avaliação de pontos específicos do processo que foram inseridos no período de estágio. Todo processo foi realizado de maneira a garantir a representatividade do material amostrado.

Na etapa de separação magnética de baixo campo (LIMS), foi realizado o acompanhamento e padronização da rotina operacional, atividade pertinente visto a grande quantidade de material descartado como rejeito magnético. Além disso, foram investigadas e levantadas oportunidades de melhorias na instrumentação e manutenção mecânica dos equipamentos, possível devido ao acompanhamento diário em parceria com a equipe de manutenção. A sinergia entre operação e manutenção, permitiu a padronização da operação destes equipamentos, acarretando um aumento de eficiência desta etapa unitária, resultando em ganhos de qualidade e produção do processo.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

A elaboração do fluxograma permitiu um conhecimento minucioso de todo o processo, garantindo uma análise mais ágil dos dados e atuação nas variáveis operacionais visando a otimização do funcionamento dos equipamentos. A Figura 1 apresenta um fluxograma geral da usina desenvolvido durante o estágio.

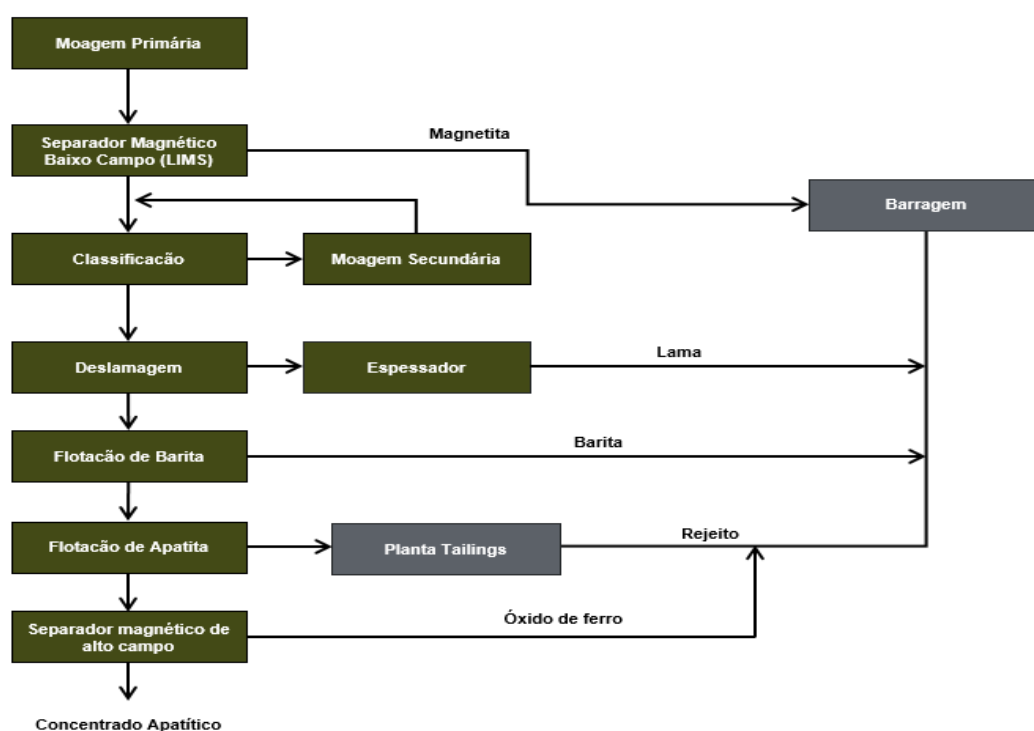


Figura 1: Fluxograma de processo para beneficiamento de rocha fosfática.

Fonte: Autoria própria.

As amostragens permitiram analisar as etapas do fluxo de processos e produção de concentrado de rocha fosfática. A Tabela 1 apresenta o resultado de uma destas amostragens. Com estes dados é possível verificar a eficiência de operação da etapa de separação magnética de alta intensidade. Isto permite atuar no processo de maneira consciente, garantindo a redução de custos e otimização.

HIMS	Alimentação	Rejeito Magnético	Concentrado
P_2O_5	35,07	23,55	36,37
Fe_2O_3	6,2	27,89	3,18

Tabela 1: Análise química de óxidos de fósforo e ferro da amostragem do circuito de separação magnética de alto campo.

Fonte: Autoria própria.

A padronização da operação de separação magnética de baixo campo possibilitou ganhos na eficiência desta etapa, fato que pode ser visualizado na Figura 2.

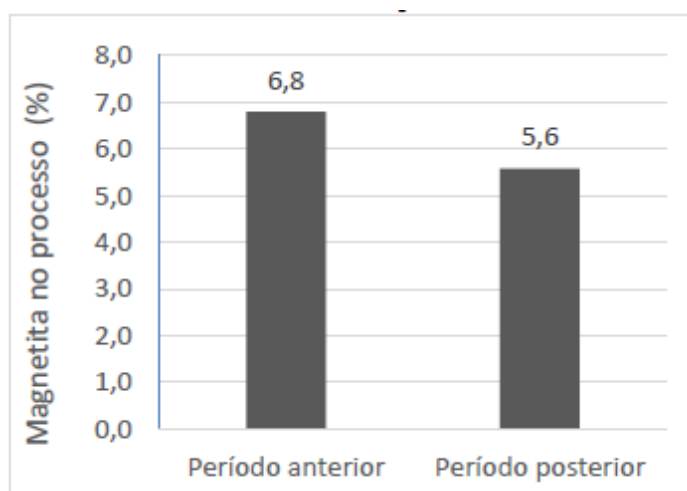


Figura 2: Gráfico de redução de impurezas no processo de beneficiamento após etapa de separação magnética de baixo campo.

Fonte: Autoria própria.

A quantidade de impurezas magnéticas (magnetita), retirada do sistema pelos equipamentos de separação magnética de baixo campo aumentou. Consequentemente, o valor, em porcentagem, de impurezas dentro do processo diminuiu e impactou na eficiência de todo o sistema de beneficiamento de rocha fosfática.

4 | CONCLUSÃO

O estágio realizado na empresa CMOC Copebrás permitiu colocar em prática os conhecimentos adquiridos em sala de aula durante a graduação em Engenharia de Minas. Isto trouxe um crescimento profissional considerável.

Também permitiu um crescimento pessoal surpreendente, o qual foi possível devido à convivência com um grande número de pessoas, com ideias e propósitos diferentes. Por fim, foi possível a contribuição para otimização dos processos produtivos de concentrado úmido fosfatado da empresa através do levantamento de dados do processo e padronização da rotina operacional e manutenção dos circuitos de separação magnética de baixo e alto campo.

Os autores agradecem a Universidade Federal de Goiás (UFG), Regional Catalão, e à empresa CMOC Copebrás que oportunizaram a realização do estágio obrigatório, culminando com a elaboração e apresentação deste trabalho.

REFERÊNCIAS

- BENITIS, V. M. **A importância da pesquisa na avaliação da eficiência das tecnologias em fertilizantes fosfatados no Brasil**. Boletim Informativo da SBCS, Viçosa, MG, v. 40, n. 2, p. 36-38, maio/ago. 2015.
- BORGES, J. P. **Caracterização Tecnológica do Minério de Fosfato Ultrafino de Catalão/GO**. Monografia (Especialização em tratamento de minérios) – Universidade Federal de Goiás, Catalão, Goiás, 2014, 37p.
- LUZ, A. B.; SAMPAIO, J. A.; FRANÇA, S. C. A. **Tratamento de Minérios**. 5ª ed. Rio de Janeiro: CETEM/MCT, 2010.
- MENDES, M. V. A.. **Análise técnica da substituição parcial do agregado miúdo por rejeito magnético na produção de concreto**. Dissertação (Mestrado em Gestão Organizacional) – Universidade Federal de Goiás, Catalão, Goiás, 2016, 123p.
- MENDES, M. V. A.; SILVA, A. C.; BARBOSA, D. H. B. M. **Substituição do agregado miúdo por magnetita na composição do concreto**. Enciclopédia Biosfera, v. 10, n. 19, p. 513-523, 2014.
- NICOLI, T. A. **Proposição de uma nova sistemática de disposição dos rejeitos magnéticos provenientes do beneficiamento da rocha fosfática da mina chapadão, Catalão/GO**. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica, área de Mineração) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2014, 99p.
- PAIVA, M. P.; CAPPONI, F.; MATIOLO, E. **Flotação não-convencional de minérios de fosfato**. Porto Alegre, salão de iniciação científica-UFRGS, 2004.
- SANTOS, R. L. C.; SOBRAL, L. G. S.; ARAÚJO, R. V. V. **Produção de fosfato no Brasil: Complexo de mineração Catalão/Ultrafertil**. XIX ENTMMME- Recife, Pernambuco, 2002.
- SILVA, A. C.; MENDES, M. V. A.; SILVA, E. M. S. **Substituição de areia por magnetita na formulação do concreto**. Tecnologia em Metalurgia, Materiais e Mineração, v. 13, n. 3, p. 265-269, 2016.

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

Pontifícia Universidade Católica de São Paulo
São Paulo – SP

Rafael Bergjohann

Pontifícia Universidade Católica de São Paulo
São Paulo - SP

Luiz Carlos de Campos

Pontifícia Universidade Católica de São Paulo
São Paulo - SP

RESUMO: Um dos desafios da engenharia civil é diminuir os desperdícios existentes nas obras, tanto de pequeno quanto de médio e grande porte. Isso se deve muitas vezes por falta de instruções adequadas dos prestadores de serviços, até o manuseio ou transporte incorreto dos materiais. O fato é que, quanto maior é o volume de materiais desperdiçados e descartados na natureza, maior os impactos ambientais causados pelas construções. Esta pesquisa elenca os principais materiais utilizados nas obras e seus respectivos desperdícios, possibilita a percepção da evolução na redução dos desperdícios na construção civil nas últimas duas décadas, rompe os paradigmas e estabelece os atuais índices de desperdício na construção civil brasileira, e ainda é apresentada uma possibilidade de maior redução dos desperdícios utilizando novos materiais e

técnicas.

PALAVRAS-CHAVE: Construção civil, desperdício, sustentabilidade ambiental.

STUDY OF WASTE OF MATERIALS IN CIVIL CONSTRUCTION AND SUGGESTIONS FOR MINIMIZING AND REUSING THEMSELVES, VISITING THE OPTIMIZATION OF WORKS 'COSTS AND MINOR ENVIRONMENTAL IMPACTS

ABSTRACT: One of the challenges of the civil engineering is to reduce the existent wastes in the works, both small and medium and large work. That is due very often for lack of appropriate educations of the service providers, up to the handling or incorrect transport of the materials. It is the fact what, the bigger is the volume of materials wasted and discarded in the nature, bigger the environmental impacts caused by the constructions. This research studies the main materials used in the works and their respective wastes, It makes possible a perception of the evolution in the reduction of the waste in the civil construction in the last two decades, break the paradigms and it establishes the current rates of waste in the Brazilian civil construction, and there is still presented a possibility of bigger reduction of the wastes using new material and

technical.

KEYWORDS: Civil construction, rubbish, environmental sustainability.

1 | INTRODUÇÃO

Na construção civil, os materiais utilizados e a mão de obra impactam diretamente na qualidade da edificação, porém as formas de gerenciamento de todos os recursos disponíveis ditam como se dará essa interface de controle organizacional dentro da obra, bem como o método técnico de escolha dos materiais e modo de utilização.

O desperdício além de esgotar os recursos financeiros de uma obra, compromete o meio ambiente, já que muitas vezes os dejetos não têm uma apropriada reciclagem ou seu descarte é feito de maneira incorreta. Apesar de grandes empresas estarem concentradas em desenvolvimentos gestacionais de alto desempenho e à elevada taxa de reciclagem de seus materiais como o ferro e gesso excedentes, muitas obras tidas como “menores”, que representam a maioria das obras em andamento, não contemplam estes mesmos valores, sejam por falta de fiscalização/legislação, ou por cultura de trabalho.

O gesso é um ótimo exemplo do problema de desperdícios na construção. Trata-se de um material predominantemente constituído por sulfato de cálcio, que quando descartado na natureza, causa aumento da acidez do solo através da sulfurização, dependendo das condições do aterro, produz um gás altamente inflamável, e também contamina lençóis freáticos, e caso seja queimado pode produzir dióxido de enxofre, um gás altamente tóxico e mortal.

O estudo do desperdício é de extrema importância, e este trabalho irá abordar, aprofundar e dar soluções quando possível para a redução dos materiais excedentes na construção civil, e seus métodos adequados de descarte para reduzir o impacto no meio ambiente.

2 | LEIS AMBIENTAIS BRASILEIRAS SOBRE OS RESÍDUOS DA CONSTRUÇÃO CIVIL

A Resolução nº 307 do CONAMA (BRASIL, 2002) e suas correlações, estabelece que os resíduos da construção civil são classificados de 4 formas:

a. Classe A: São os resíduos reutilizáveis ou recicláveis como agregados:

Solos de terraplanagem, tijolos, blocos, telhas, placas de revestimento, argamassa, concreto, tubos, meio-fio e etc.

b. Classe B: São os resíduos recicláveis para outras destinações como:

Papel, papelão, plásticos, vidros, metais, madeira, gesso e embalagens de tintas.

- c. Classe C: São os resíduos que não possuem formas tecnológicas ou econômicas viáveis para sua reciclagem ou reuso.
- d. Classe D: São os resíduos que são prejudiciais à saúde como tintas, solventes, óleos, materiais com amianto e materiais provindos de locais expostos a radiação.

É determinado que a Classe B seja reciclada ou reaproveitada, podendo ser armazenada temporariamente, porém não é aceito que se faça o descarte destes materiais na natureza.

Esta resolução ainda estabelece que os resíduos da construção civil não podem ser depositados em aterros urbanos, e devem ter seu direcionamento para triagens, para que seja depositado apenas o material não reciclável em área pública ou privada apta a receber este tipo específico de resíduo, e que cada prefeitura tem a obrigação de atribuir um Plano Municipal de Gestão de Resíduos da Construção Civil.

3 | A REALIDADE BRASILEIRA

Segundo alguns artigos científicos, no Brasil cerca de 30% dos materiais são desperdiçados nas obras. O fato é que isto é uma falácia, já que não houve comprovação da metodologia aplicada para tal afirmação, além de que universos amostrais regionais e com menos de 5 canteiros de obras mostram discrepâncias inaceitáveis devido à grande lacuna entre o desvio padrão e as amostras medidas.

Cerca de 90% dos resíduos da construção civil são constituídos de materiais inorgânicos e não metálicos, sendo que o concreto mais argamassas representam entre 60 e 80% e cerâmicas entre 1 e 10%, do conteúdo das caçambas (Ângulo, 2005).

De todos os resíduos sólidos urbanos produzidos no Brasil, cerca de 40 a 70% são provenientes da construção civil, sendo que a média das cidades em eferescência construtiva está próximo a 59% (Pinto, 1999), em concordância com os países desenvolvidos como a Alemanha com 60% (John, 2000).

A quantidade de resíduos gerados está relacionada ao tipo de processo construtivo e as características gerenciais da obra, e são gerados em diferentes fases construtivas do empreendimento (FORMOSO et al., 1996) e o projeto mal elaborado é uma das principais causas de geração de desperdícios.

Um estudo realizado por Andrade, Souza e Agopyan (2001) em 12 estados brasileiros, 85 canteiros de obras de 75 construtoras diferentes, estudando 18 tipos de materiais mostrou que as obras tiveram perdas de 2,5% à 133%, e ainda que uma mesma empresa, em obras diferentes, o mesmo serviço teve diferentes índices de desperdício. No caso do concreto usinado, um dos materiais mais desperdiçados, a média de desperdício ficou em 9,59% e a mediana em 8,41%.

4 | O ESTUDO BRASILEIRO DE DESPERDÍCIO NA CONSTRUÇÃO

Uma pesquisa nacional foi desenvolvida por 16 universidades brasileiras em 12 estados, onde uma metodologia específica foi desenvolvida e aplicada por 128 pesquisadores, entre alunos e professores, para mais de 80 canteiros de obra de 52 empresas distribuídas pelo país. Tal pesquisa foi intitulada de “Alternativas para a redução do desperdício de materiais nos canteiros de obras” e contou com o financiamento do FINEP e outras entidades privadas. O estudo foi realizado entre os anos de 1996 e 1998, e ao decorrer deste relatório, será possível perceber as mudanças que ocorreram com o desperdício passado quase duas décadas.

4.1 Concreto usinado

Na Tabela 1 a seguir, são apresentados os resultados obtidos referentes ao concreto usinado:

Média (%)	Mediana (%)	Mínimo (%)	Máximo (%)	Amostra
9	9	2	23	35

Tabela 1: Estatísticas da amostra para concreto usinado.

Fonte: Os Autores.

O Gráfico 1 a seguir, apresenta-se a distribuição dos valores de perdas, em que se tem uma concentração e a dispersão dos resultados:

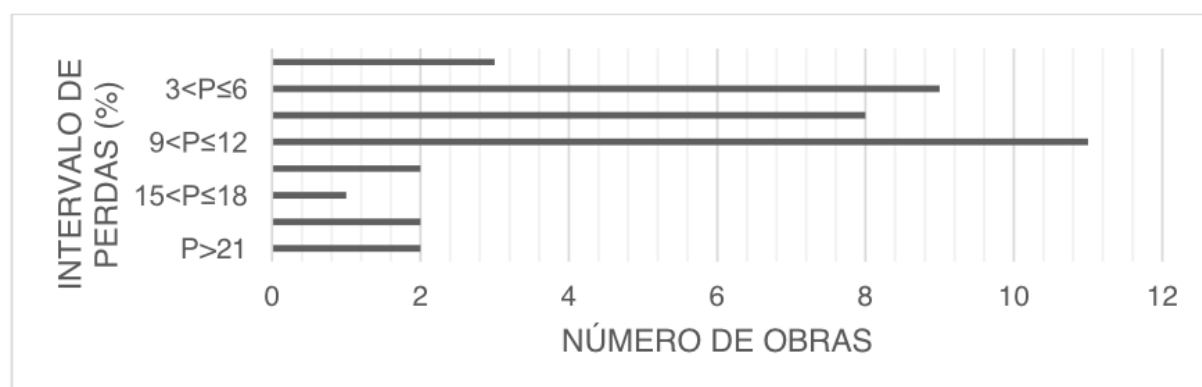


Gráfico 1: Distribuição amostral dos resultados de perdas para concreto usinado.

Fonte: Os Autores.

Pode-se associar tais perdas com:

- Sistemas de forma, seja elas de madeira, plástico ou metal. Para diminuir, deveria haver uma maior preocupação quanto a execução do molde e cimbramento, evitando desperdícios.
- Falhas na execução quanto a geometria determinada no projeto, havendo

grande desperdício. Pode-se observar nas Tabelas 2 e 3 a seguir que, as obras em que se mediram menores erros quanto à sobre espessura das lajes ($e \leq 5\%$) têm uma mediana das perdas significativamente menor que as obras em que o erro foi superior ($e > 5\%$). Isso também é observado na sobre largura das vigas.

Categoria	Média (%)	Mediana (%)	Mínimo (%)	Máximo (%)	Amostra
$e \leq 5\%$	8	6	2	22	15
$e > 5\%$	12	11	4	23	14

Tabela 2: Comparação das perdas de concreto usinado considerando a sobre espessura das lajes.

Fonte: Os Autores.

Categoria	Média (%)	Mediana (%)	Mínimo (%)	Máximo (%)	Amostra
$e \leq 2,5\%$	9	2	7	23	19
$e > 2,5\%$	10	10	3	22	12

Tabela 3: Comparação das perdas de concreto usinado considerando a sobre largura das lajes.

Fonte: Os Autores.

Para uma análise mais profunda, toma-se como observação o tipo de equipamento de nivelamento utilizado nas lajes, procurando uma justificativa das perdas. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 4:

Categoria	Média (%)	Mediana (%)	Mínimo (%)	Máximo (%)	Amostra
Nível Laser/ Alemão	7	7	3	15	12
Outros	11	10	1	1,23	26

Tabela 4: Comparação das perdas de concreto usinado considerando o equipamento de nivelamento da laje.

Fonte: Os Autores.

Outro ponto de estudo do desperdício foi quanto ao tipo de transporte do concreto: concreto bombeado e o transportado por grua e jérica. Na Tabela 5 abaixo pode ser identificado que a maior perda se encontra no concreto bombeado, visto que parte do concreto fica nas tubulações e no recipiente de bombeamento.

Categoria	Média (%)	Mediana (%)	Mínimo (%)	Máximo (%)	Amostra
Bombeado	10	9	3	23	20
Grua / Jérica	9	8	2	22	18

Tabela 5: Comparação das perdas de concreto considerando o equipamento de transporte.

Fonte: Os Autores.

A porcentagem de perdas do concreto usinado são superiores aos valores usuais, estipulados em orçamentos. Tem-se como exemplo a Tabela de Composições de Preços para Orçamentos - TCPO 10 (1996), que aponta uma estimativa de perda de apenas 2%, igual ao valor mínimo obtido nos casos citados na pesquisa.

4.2 Vergalhão de aço

Na Tabela 6 seguinte, são apresentados os resultados obtidos referente ao vergalhão de aço:

Média (%)	Mediana (%)	Mínimo (%)	Máximo (%)	Amostra
10	11	4	16	12

Tabela 6: Perdas de vergalhões de aço.

Fonte: Os Autores.

No Gráfico 2 a seguir, apresenta-se a distribuição dos valores de perdas, em que se tem uma concentração e a dispersão dos resultados:

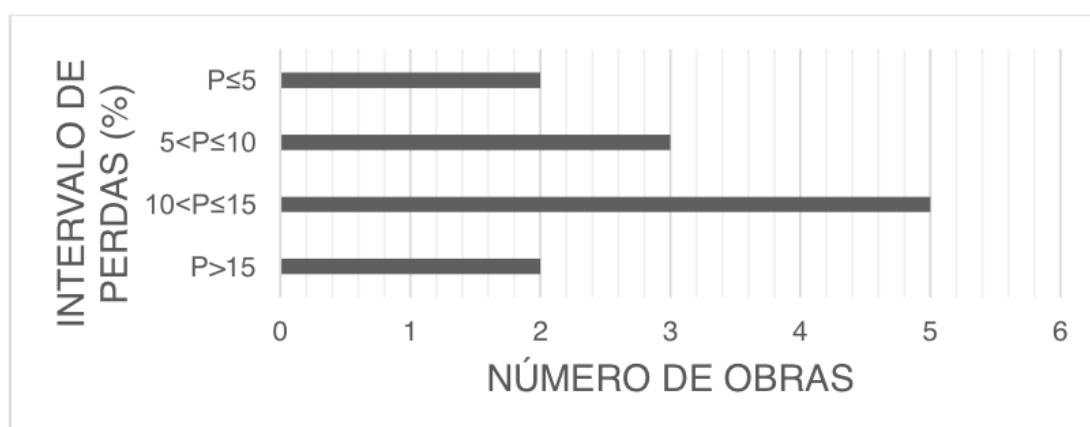


Gráfico 2: Distribuição amostral dos resultados de perdas para vergalhão de aço.

Fonte: Os Autores.

Pode-se associar tais perdas com:

- O desbitolamento do aço, antigamente apresentava uma parcela considerável na perda do vergalhão, mas atualmente, com o fornecimento das barras, não representa uma parcela significativa de perda.
- O mau planejamento do corte dos vergalhões, com pouco aproveitamento das pontas, pode ser uma importante causa das perdas.

É possível notar a diferença de perdas, com a variação da bitola, na Tabela 7 abaixo:

Categoria	Média (%)	Mediana (%)	Mínimo (%)	Máximo (%)	Amostra
Bitola \leq 10mm	8	6	5	31	42
Bitola $>$ 10mm	17	11	8	44	38

Tabela 7: Comparação entre estatísticas – Bitolas.

Fonte: Os Autores.

Podemos verificar que tem-se uma perda menor quando a bitola é menor. Isso acontece porque as peças de menor bitola costumam ser de menores comprimentos e assim ter um maior aproveitamento.

Os valores estipulados em orçamentos costumam ser de aproximadamente 15% (TCPO 10 - 1996), ou seja, maiores do que os valores obtidos estatisticamente na pesquisa.

4.3 Blocos e tijolos

Na Tabela 8 e Gráfico 3 a seguir, são apresentados os resultados obtidos referente aos blocos e tijolos:

Média (%)	Mediana (%)	Mínimo (%)	Máximo (%)	Amostra
17	13	3	48	37

Tabela 8: Perdas de blocos e tijolos.

Fonte: Os Autores.

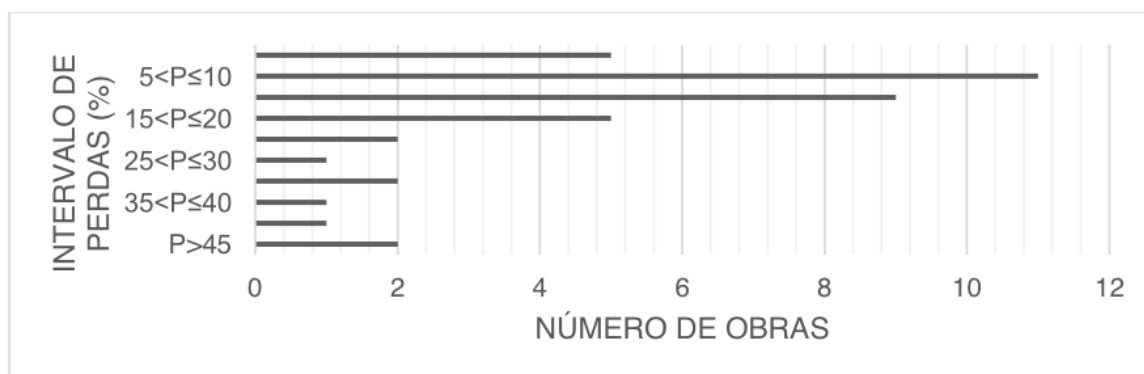


Gráfico 3: Distribuição amostral dos resultados de perdas para blocos e tijolos.

Fonte: Os Autores.

Já na Tabela 9 obtém-se a comparação das categorias entre os blocos e tijolos:

Categoria	Média (%)	Mediana (%)	Mínimo (%)	Máximo (%)	Amostra
Bloco cerâmico	18	14	5	48	21
Bloco de Concreto	10	11	3	20	9

Tijolo cerâmico	21	15	10	48	7
-----------------	----	----	----	----	---

Tabela 9: Comparação entre estatísticas dos tipos de bloco.

Fonte: Os Autores.

Observa-se que os blocos de concreto apresentam uma menor taxa de perda, isso porque são mais resistentes e geralmente são usados como alvenaria estrutural. Já os blocos cerâmicos e os tijolos cerâmicos apresentam uma perda maior pois são utilizados como alvenaria de vedação e, geralmente, é onde o desperdício é maior pois existem cortes, quebras de tijolos e blocos por conta da falta de planejamento, de um bom projeto de alvenaria e a perícia do operário.

Outro ponto também observado quanto ao desperdício dos blocos e tijolos foi o meio de transporte do mesmo: transporte por pallets ou carrinhos de mão/ similares. Na Tabela 10 seguinte nota-se a diferença apresentada em cada meio de transporte.

Categoria	Média (%)	Mediana (%)	Mínimo (%)	Máximo (%)	Amostra
Pallets	16	12	3	48	18
Outros	18	13	5	48	19

Tabela 10: Comparação das perdas de blocos e tijolos considerando o tipo de equipamento de Transporte.

Fonte: Os Autores.

Os valores obtidos são superiores aos estipulados em orçamentos, o TCPO 10 (1996), por exemplo: estima uma perda de 3 a 10%, dependendo do tipo de bloco/ tijolo.

4.4 Revestimentos de argamassa

Na Tabela 11, são apresentados os resultados obtidos referente aos revestimentos de argamassa:

Serviço		Valores de perdas (%)			Valores de consumo real (kg/m ²)		
		Mediana	Mínimo	Máximo	Mediana	Mínimo	Máximo
Revestimento de parede	Emboço ou massa única interna (11 obras)	102	8	234	6,81	2,23	14,38
	Emboço ou massa única externa (8 obras)	53	6	164	6,26	3,39	13,87

Revestimento de piso	Contra piso (7 obras)	42	8	288	14,3	2,36	24,52
----------------------	-----------------------	----	---	-----	------	------	-------

Tabela 11: Estatísticas da amostra para perdas de cimento no serviço de revestimento.

Fonte: Os Autores.

Análise de perdas e consumos: Verifica-se que as perdas e os consumos têm uma variação significativa, porém uma maior perda nem sempre está ligada a um consumo maior.

As perdas de argamassa muitas vezes estão ligadas a forma de aplicação em paredes.

As sobre espessuras também tem grande influência nas perdas, visto que, a quantidade de argamassa usada é maior por metro quadrado e muitas vezes, se aplicada de forma errada, ocasiona deslocamento da argamassa no substrato.

4.5 Outros revestimentos

Na Tabela 12, são apresentados os resultados obtidos referente aos revestimentos gessos e cerâmicos:

Serviço	Média (%)	Mediana (%)	Mínimo (%)	Máximo (%)	Amostra
Gesso	45	30	10	120	10
Revestimento cerâmico de piso	22	19	5	78	13
Revestimento cerâmico de parede	16	13	4	50	28
Revestimento cerâmico de fachada	12	13	5	19	8

Tabela 12: Estatísticas da amostra para perdas de gesso e revestimento cerâmico.

Fonte: Os Autores.

Análise de perdas e consumos:

A perda de gesso está relacionada diretamente ao tipo de base em que se aplica o mesmo. Pode-se dizer que é um dos materiais mais desperdiçados na construção e o que precisa de uma atenção maior, para que não se misture com outros materiais e possa ser reciclado.

Já a perda dos revestimentos cerâmicos está mais ligada aos recortes necessários e as quebras de placas durante transporte e estocagem.

5 | ESTUDOS GERADOS ATRAVÉS DA PESQUISA EXPERIMENTAL E CÁLCULO ORÇAMENTÁRIO REAL.

Como etapa final, realizou-se um orçamento analítico completo de um empreendimento com base nos índices TCPO 15 e orçamentos analíticos de empresas privadas, para se alcançar a maior precisão entre teoria e prática.

O local é uma quadra localizada no Bairro Sumaré, entre as ruas: Rua Apinajás, Rua Dr. Paulo Viêira, Rua Havaí e Rua Cel. Firmino da Silva. Possui área = 10.861,08 m² e perímetro = 448,5019 m.

Os dois edifícios residenciais têm 16 andares, sendo 15 andares tipo com 4 apartamentos por andar, totalizando 120 apartamentos de área 112,06 m² privativos por apartamento, a área de estacionamento por torre é igual a 1132,72 m² e a área comum por torre é igual a 605,6 m².

O edifício comercial tem 16 andares, com fachada de vidro, sendo 15 andares tipo com 8 salas comerciais por andar, totalizando 120 salas de área 38,81 m² privativos por sala, a área de estacionamento é igual a 959,39 m², conforme a Figura 1.

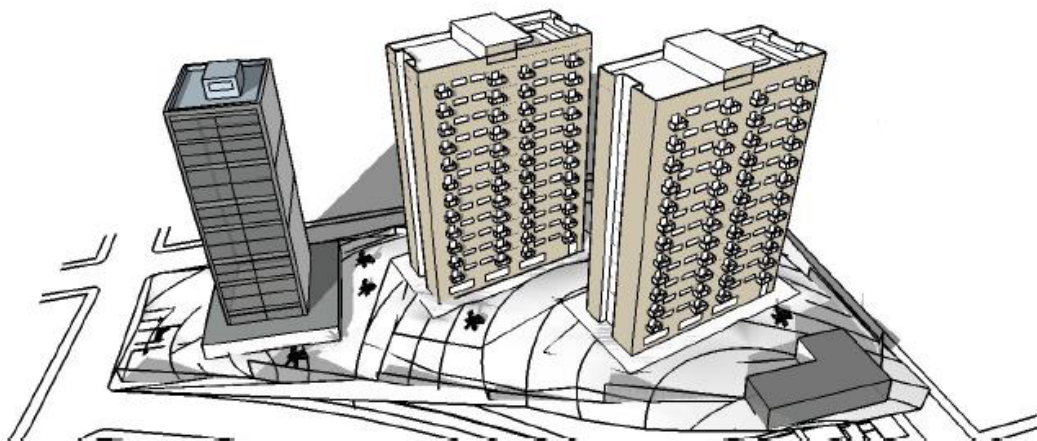


Figura 1: Ilustração em BIM dos edifícios

Fonte: Os Autores.

Valor total da construção = R\$ 95.122.419,83.

Área construída = 33807,32 m².

O orçamento foi elaborado em consonância com o livro de Aldo Dórea Mattos, Como Preparar Orçamentos de Obras, 2014 – Editora Pini, e contou com o auxílio do Prof. Dr. Rafael Barreto Castelo da Cruz, que orientou estes autores sobre a fase de orçamentação.

5.6 Tabela geral de perdas na construção civil

Ao analisar os índices trabalhados, obtive-se as porcentagens de perdas incorporadas de cada material consideradas pelo TCPO 15, e a contribuição do material com o orçamento geral, a partir disso, separou-se os materiais com maiores perdas dentro da construção civil atual, conforme a Tabela 13.

Material	Porcentagem do custo do material em relação à obra	Porcentagem de Perda Material	Representatividade do material amostral	% Perda da amostra
Concreto dosado em central C40 S220	10%	5%	27,14%	1,36%
Aço CA-50 Ø 25mm em barra	8%	10%	21,72%	2,17%
Vidro de 8mm	9,20%	3%	24,97%	0,75%
Bloco Cerâmico Furado 19x19x39	4%	5%	10,86%	0,54%
Argamassa de assentamento de blocos convencional	1,80%	84,70%	4,89%	4,14%
Emboço	1,22%	10%	3,31%	0,33%
Eletroduto PVC	0,71%	2%	1,93%	0,04%
Pintura	0,52%	5%	1,41%	0,07%
Manta Butílica e Manta asfáltica	0,36%	10%	0,98%	0,10%
Porcelanato 40x40 cm	0,33%	10%	0,90%	0,09%
Cabo flexível isolado em PVC 2,5 a 6 mm	0,30%	2%	0,81%	0,02%
Chapa de gesso e lã de vidro	0,15%	5%	0,41%	0,02%
Chapisco	0,13%	5%	0,35%	0,02%
Ladrilho hidráulico	0,12%	10%	0,33%	0,03%
		Total	100,00%	9,67%

Tabela 13: Perdas na construção civil

Fonte: Os Autores.

Nesta Tabela 13 com apenas 14 itens representa 36,84% de todos os materiais de uma obra, e aplicando-se um peso proporcional a representação de cada material

com seu valor de perda, obtém-se a perda média em 9,67%. Vale lembrar que insumos são todos os materiais e mão de obra para se realizar um determinado serviço.

Na Tabela 13 acima nota-se uma grande perda na argamassa de assentamento de blocos convencional, e o motivo é que são utilizados 23,6 kg para executar 1 m² de alvenaria de blocos cerâmicos 19x19x39 cm, sendo que uma argamassa polimérica industrializada pode realizar o mesmo assentamento com apenas 2,0 kg de material e tem uma perda de 5%, reduzindo a perda média para 5,78%.

Porém essa regra não se aplicaria a uma alvenaria estrutural, que necessita de um volume de argamassa mais robusto e com maior resistência a compressão.

Os custos entre usar uma argamassa polimérica e usar uma argamassa convencional são iguais do ponto de vista do material, porém há uma redução das cargas da alvenaria na fundação quando usada a argamassa industrializada polimérica, o que pode reduzir os custos de fundação.

O preparo de concreto e argamassa com betoneira resulta numa perda de 5% do cimento, já o preparo de concreto e argamassa sem betoneira resulta numa perda de 10% do cimento (Mattos,2014).

Os materiais permanentes como argamassas e concreto, por ficarem incorporados ao produto final são utilizados apenas uma vez, e por vezes ficam incorporados por terem ficado com uma espessura maior que a de projeto.

Já os materiais não permanentes, como formas, pregos, escoras e etc, podem ser empregados mais de uma vez, de maneira que se economize insumos, e quanto mais vezes esse insumo é reutilizado, menor será o custo daquele insumo na obra (Mattos,2014)

São fatores determinantes do reaproveitamento: O Projeto, a qualidade da mão de obra e a qualidade do material, sendo que a repetição de padronização é essencial para o reaproveitamento completo de sistemas, como no caso de formas, se cada ambiente for diferente, menor será a quantidade de reaproveitamentos (Mattos,2014).

6 | CONCLUSÃO

A pesquisa nos mostrou que os desperdícios estão diretamente ligados a forma de execução de um serviço, os meios de transporte dos materiais, o nível de instrução técnica do operador e também o tamanho da obra.

Também observa-se que os desperdícios geram um impacto bastante significativo no orçamento, muitas vezes gerando grandes prejuízos.

Este relatório também apresentou evidências concretas de que não é válido afirmar que o desperdício chega a 30% na construção civil, o desperdício de materiais médio na construção civil atual é de 9,67% usando-se argamassa de assentamento de blocos convencional, caso utilize-se a argamassa industrializada de assentamento, o desperdício médio pode chegar a 5,78%, além da redução de cargas nas fundações, já que será consumido dez vezes menos argamassa nas alvenarias, portanto, para

alvenarias não estruturais, é recomendado o uso de argamassas industrializadas poliméricas.

O custo do desperdício na construção é próximo de 12,57% utilizando-se argamassas convencionais e 7,51% utilizando-se argamassas poliméricas industrializadas, considerando a média de 30% do valor do material em mão de obra.

Em relação aos impactos ambientais, pode-se observar que a armazenagem e utilização dos materiais de forma correta gera um menor desperdício, diminuindo gastos e principalmente os impactos ambientais, visto que o meio ambiente é o principal prejudicado em todo o desperdício e uso incorreto dos materiais.

REFERÊNCIAS

ANDRADE, A.C.; SOUZA, U.E.L.; PALIARI, J.C.; AGOPYAN, V. **Estimativa da quantidade de entulho produzido em obras de construção de edifícios**. São Paulo. Anais, São Paulo: Comitê Técnico CT206, 2001.

ÂNGULO S.C.; **Caracterização de agregados de resíduos de construção e demolição reciclados e a influência de suas características no comportamento de concretos**, 2005. 167 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica da USP, São Paulo, 2005.

BRASIL. CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE – CONAMA. **Resolução 307 de 05/ julho/2002**. Publicada no DOU n136, de 17 de julho de 2002, Brasília, 2002.

CAMPOS, L. C., et al. (2012). **“Aprendizagem Baseada em Projetos: uma nova abordagem para a Educação em Engenharia”**. In: Desafios da Educação em Engenharia: vocação, formação, exercício profissional, experiências metodológicas e proposições. pp. 113-164. COBENGE 2011, Blumenau, SC, Brasil. ABENGE/EDIFURB.

FORMOSO, C. T. et al., **Perdas na construção civil: conceitos, classificações e seu papel na melhoria do setor**. Técnica. São Paulo, n.23, p.30-33, 1996.

JOHN, V.M. **Reciclagem de resíduos na construção civil: contribuição à metodologia de pesquisa e desenvolvimento**. Tese, Escola Politécnica da USP, São Paulo, 2000.

MATTOS, A. D. **Como preparar orçamentos de obras**. PINI, São Paulo, 2014.

PINTO T.P. **Metodologia para a gestão diferenciada de resíduos sólidos da construção urbana**. 218 f. Tese – Escola Politécnica da USP, São Paulo, 1999.

TCPO 15. **Tabelas de Composições de Preços para Orçamento – Versão 15**. PINI, 2017.

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

Kenyson Diony Souza Silva

Universidade Federal de Rondônia, Porto Velho -
Rondônia

Raduan Krause Lopes

Universidade Federal de Rondônia, Porto Velho -
Rondônia

Fabiano Medeiros Da Costa

Universidade Federal de Rondônia, Porto Velho -
Rondônia

RESUMO: As cinzas do bagaço da cana-de-açúcar (CBC) são resíduos gerados em usinas de açúcar que, mesmo não possuindo caráter fertilizante, em grande parte tem como destino final as lavouras. A utilização destas cinzas em compostos cimentícios promove um destino mais nobre a este produto, não sendo o meio ambiente. Este ensaio teórico teve como objetivo avaliar o potencial da cinza do bagaço da cana-de-açúcar como material de substituição parcial do cimento Portland em concretos, que depende basicamente de dois fatores: a constituição química da cinza e as possíveis mudanças produzidas no cimento com seu uso. Utilizando fontes bibliográficas para realização da pesquisa, observou-se que as CBC são compostas predominantemente por dióxido de silício (SiO_2), e que o tempo e a temperatura de queima influenciam na presença e variação de alguns elementos químicos. Através da

análise química da CBC e a verificação do seu uso no cimento, observou-se a possibilidade de substituição em 20%, e nos casos em que não é exigida a mesma resistência, este valor pode ser de até 30%. Diante da larga demanda por cimento no Brasil e a grande produção de CBC nas usinas, tal substituição para produção do concreto pode trazer vantagens econômicas, sociais e ambientais à sociedade.

PALAVRAS-CHAVE: Cinzas. Materiais pozolânicos. Produção sustentável.

ABSTRACT: The ashes of sugarcane bagasse (CBC) are waste generated in sugar mills, which even not possessing character fertilizer, your final destination, in General, are the crops. The use of such ashes in cementitious compounds promotes a nobler destiny to that product, not the environment. This theoretical test aimed to assess the potential of the ash of the sugarcane bagasse as a partial replacement of Portland cement in concrete, which depends on two factors: your chemical Constitution and possible changes produced in cement with your use. Using bibliographic sources for research achievement, it was observed that the CBC are composed predominantly of silicon dioxide (SiO_2), and the time and your burning temperature influence the presence and variation of some chemical elements. Through chemical analysis of the CBC and the verification of your use in

cement, the possibility of replacing in 20%, or even 30% as long as it's not required the same cement resistance. On the large demand for cement in Brazil and the great CBC production in plants, such replacement for concrete production can bring economic, social and environmental benefits to society. Even if the results are satisfactory, the viability of your use depends on deeper studies on the topic.

KEYWORDS:Ashes. Pozzolanic materials. Sustainable production.

1 | INTRODUÇÃO

A promoção da sustentabilidade é um dos grandes desafios das atividades econômicas atuais. O rápido crescimento da população gerou um aumento no consumo de recursos naturais, tornando-se necessária a busca por soluções que impliquem um desenvolvimento que concilie a tríade: meio ambiente, economia e sociedade.

Esse crescimento populacional ocasiona também uma maior demanda por habitação, levando países mais desenvolvidos e/ou detentores de poucas matérias-primas a buscarem novas alternativas para o uso dos seus recursos disponíveis, bem como o aproveitamento dos subprodutos gerados em atividades industriais.

A construção civil sempre foi o setor que mais impulsionou o desenvolvimento da sociedade, porém, simultaneamente, é também o mais agressivo ao meio ambiente. É responsável pelo consumo de 40% dos recursos naturais extraídos no globo e 5% da emissão de gás carbônico (CO_2) na atmosfera. Isso deve-se, em partes, ao setor não possuir políticas de sustentabilidade para melhor controle de suas atividades (CORDEIRO, 2006).

O cimento, elemento básico da construção civil, é composto predominantemente por clínquer, produto de uma indústria que, além de consumir grande quantidade de energia, é responsável pela emissão de enormes quantidades de gás carbônico (CO_2). No seu processo de produção são gerados vários gases que intensificam o efeito estufa, como CO , CH_4 , NO_x , NO_2 e SO_2 , em proporções menores. Malhotra (2002) estima que aproximadamente 7% de todo CO_2 antrópico produzido no mundo é devido à produção de cimento Portland, o que representa aproximadamente 1,4 bilhão de toneladas por ano.

Para cada tonelada de clínquer produzido, são consumidas 1,7 toneladas de matéria-prima, basicamente composta de calcário e argila, e lançada na atmosfera 870 kg de CO_2 . Esse gás é gerado pelas indústrias cimenteiras durante a calcinação do calcário e queima de combustíveis fósseis utilizados no processo de fabricação do clínquer. De acordo Nunes *et al.*, (2008), na indústria do concreto, 90% da emissão de carbono ocorre nos fornos que queimam o clínquer. Considerando o constante crescimento do uso de cimento em países desenvolvidos e em subdesenvolvimento há uma tendência de aumento nas taxas de emissão dos gases intensificadores do efeito estufa associados à produção de cimento (MALHOTRA 1999). Dessa forma, o grande desafio das indústrias é produzir cimento de menor impacto ambiental sem deixar

de atender as necessidades do seu consumidor, prezando por um desenvolvimento tecnológico (PÁDUA, 2012).

Com essa visão de produção sustentável, novas pesquisas estão sendo realizadas no âmbito da construção civil para analisar o uso da cinza proveniente do bagaço da cana-de-açúcar (CBC), como substituto parcial do cimento Portland em concretos e argamassas. Uma inovação promissora para o Brasil, visto que o país ocupa o primeiro lugar na produção de cana-de-açúcar no mundo, gerando conseqüentemente 47 milhões de toneladas de bagaço anualmente. Para cada tonelada de bagaço, são produzidos 25 kg de CBC (PEREIRA *et al.*, 2016 e LIMA *et al.*, 2010). Isso se deve tanto pela produção de energia elétrica a partir da queima do bagaço, quanto pelo uso do etanol como combustível de veículos.

A reciclagem destes materiais apresenta inúmeras vantagens, dentre elas: uma redução no volume de resíduos destinados a aterros sanitários e, conseqüentemente, uma diminuição no risco de contaminação do meio ambiente; redução do volume de extração de matéria-prima necessária à produção de materiais para a construção, preservando, assim, os recursos naturais não renováveis. Além disso, diminui significativamente a liberação de CO₂ para a atmosfera, gerado em grande quantidade durante a produção do cimento Portland e da cal, tanto pela queima do combustível quanto pela descarbonatação da rocha calcária (PAULA, 2006, p. 2).

Em outras palavras, o autor alista os possíveis benefícios que a efetivação do uso da CBC em grandes escalas pode trazer à sociedade. A substituição parcial de cimento *Portland* por esse sub-produto é benéfica uma vez que a cinza possui altos valores de dióxido de silício (SiO₂) e, conseqüentemente, apresenta propriedade pozolânica. O (SiO₂) reage com o hidróxido de cálcio (Ca(OH)₂) presente na constituição do cimento, adquirindo caráter aglomerante.

2 | REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Cimento *portland*

Cimento *Portland* é a denominação convencional para o material usado na construção civil, comumente conhecido como cimento. Foi descoberto por um construtor inglês, Joseph Aspdin, que o patenteou em 1824. O produto recebeu esse nome devido ser semelhante em cor e dureza à pedra de Portland, uma ilha situada no sul da Inglaterra (ABCP, 2002).

ANBR5732/1991 define o Cimento Portland Comum como: aglomerante hidráulico obtido pela moagem de clínquer Portland ao qual se adiciona, durante a operação, a quantidade necessária de uma ou mais formas de sulfato de cálcio. Durante a moagem é permitido adicionar a esta mistura materiais pozolânicos, escórias granuladas de alto-forno e/ou materiais carbonáticos, nos teores especificados.

O cimento Portland é um material pulverulento, composto de silicatos e aluminatos de cálcio com inúmeras propriedades e características. Quando misturados com água,

hidratam-se e formam uma pasta ligante, permanecendo maleável por cerca de 1,5 hora. Em seguida, endurecem, sendo capazes de desenvolver elevada resistência mecânica ao longo do tempo. É caracterizado também, como um ligante hidráulico, ou seja, significa que além de endurecer ao ar, também endurece dentro de água, tendo ainda capacidade de manter a resistência ao longo do tempo nos dois ambientes.

2.2 Produção de cimento *portland*

O processo é fundamentalmente constituído por três partes: extração e preparação da matéria-prima, cozedura e moagem. Assim, o cimento se origina nas minas de calcário, onde ocorre o desmonte da rocha e o minério é extraído e levado para ser industrializado. Na usina, ele passa pela britagem e peneiramento para adquirir granulometria uniforme e, em seguida, é realizada a dosagem nos silos dosadores, que consiste na mistura de calcário, argila e minério de ferro em proporções adequadas. Em seguida, este conjunto de materiais é calcinado até fusão incipiente, a uma temperatura de 1.450°C em um forno rotativo, onde, então, sílica, alumina, ferro e cal reagem no interior do forno, dando origem ao clínquer (POGGIALI, 2010).

Esse material é resfriado rapidamente e moído até tornar-se um pó fino, e então é adicionada uma pequena quantidade de sulfato de cálcio (CaSO_4) finalmente moído e os aditivos necessários para que o cimento adquira as propriedades desejadas, concluindo, assim, a última etapa da produção do cimento. A adição de sulfato de cálcio, comumente conhecida como gipsita, realizada após a clínquerização (em torno de 4%) tem a função de prolongar o tempo de início da pega do cimento (MACEDO, 2009).

De acordo com Cordeiro (2006), além da gipsita, são adicionados materiais corretivos ao clínquer. Posteriormente, o composto é moído até uma granulometria em média inferior à 75 μm (NEVILLE, 1997). A finalidade dos materiais corretivos, como areia, bauxita e minério de ferro, é suprir o clínquer de elementos não disponíveis nas matérias-primas principais. A homogeneização e moagem das matérias-primas podem ser realizadas por dois processos distintos, são eles: em água (via úmida) e a seco (via seco). Porém, devido ao elevado consumo energético da via úmida para eliminar a água, é pouco utilizada atualmente. Com o término da moagem, o cimento é acondicionado em silos até a expedição final.

O produto final (cimento) é apresentado como o resultado das misturas que acontecem nos silos dosadores das fábricas. O componente principal dessas misturas é o clínquer Portland, de composição química e cristalina, das quais derivam as propriedades aglomerantes e hidráulicas do cimento. Assim, produzindo variados tipos de cimento, cada qual com características específicas de aplicação (ABCP, 2002).

As diferentes proporções e tipos de aditivos inseridos nos cimentos, realizadas nos silos dosadores, são em função do tipo de cimento que se deseja produzir, tendo em vista que existem onze tipos de cimentos no mercado brasileiro. A maneira na qual

o produto final é armazenado nos depósitos para a expedição - granel ou ensacado - está relacionado com o tipo de consumidor.

2.3 Tipos de cimento *portland*

Segundo Paula (2006), ao se iniciar uma construção, é necessário fazer a escolha de qual cimento é mais conveniente para uso, pois estão disponíveis no mercado diversos tipos com hidratação, consistência e resistência que diferem entre si. Essa diferença está na composição química, entretanto, todos aderem às exigências das Normas Técnicas Brasileiras. A finalidade do uso e o tipo de construção determinam qual cimento deve ser escolhido. No quadro 01 a seguir, está a classificação dos cimentos com suas respectivas siglas e normas técnicas os controla de acordo Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP).

NOME	SIGLA	NORMA
Cimento Portland Comum	CP I	NBR 5732
Cimento Portland Comum com Adição	CP I-S	NBR 5732
Cimento Portland Composto com Escória	CP II-E	NBR 11578
Cimento Portland Composto com Pozolana	CP II-Z	NBR 11578
Cimento Portland Composto com Fíler	CP II-F	NBR 11578
Cimento Portland de Alto-Forno	CP III	NBR 5735
Cimento Portland Pozolânico	CP IV	NBR 5736
Cimento Portland de Alta Resistência Inicial	CP V-ARI	NBR 5733
Cimento Portland Resistente a Sulfatos	RS	NBR 5737
Cimento Portland de Baixo Calor de Hidratação	BC	NBR 13116
Cimento Portland Branco	CPB	NBR 12989

Quadro 01- Classificação do Cimento Portland

Fonte: Elaborado pelo Autor com base em (PAULA, 2006) e (ABCP, 2016).

Tendo em vista os onze tipos de cimentos apresentados no quadro exposto, a análise de suas características e propriedades para a aplicação na obra é de fundamental importância, pois alguns são deles são específicos para determinados fins, enquanto outros são restringidos a alguns.

2.4 Composição do cimento *portland*

O cimento é composto pela mistura do clínquer formado a partir do óxido de cálcio (CaO) extraído da pedra calcária (CaCO₃) e argila, com as adições incorporadas posteriormente à calcinação. Quantitativamente, o clínquer é o maior elemento, sendo ele o ligante hidráulico responsável pela forma pastosa do cimento. Com adição de água e após secar, se torna duro e resistente (PAULA, 2006).

Segundo Macedo (2009), o calcário é a matéria-prima básica do clínquer, constituído basicamente de carbonato de cálcio (CaCO₃) e, dependendo de sua

origem geológica, pode conter várias impurezas como magnésio, silício, alumínio e ferro. Para melhorar a qualidade do clínquer, o calcário recebe algumas correções complementares de argila, material arenoso e minério de ferro.

As adições inseridas no cimento são definidas de acordo a NBR 11172/90 como produtos de origem mineral adicionados aos cimentos, argamassas e concretos, com a finalidade de alterar suas características. As principais adições minerais usadas em argamassas e concretos são: sílica ativa, metacaulim, escória de alto forno e cinza volante.

A sílica ativa é um subproduto industrial do processo de produção das ligas de ferrosilício ou silício metálico em grandes fornos elétricos de fusão, do tipo arco voltaico. O metacaulim é uma adição mineral alumino-silicosa proveniente da calcinação de argilas caulínicas ou de argilas especiais como o caulim de alta pureza (CARMO; PORTELLA; VALDUGA, 2007).

A escória de alto forno é um resíduo da produção de ferro gusa em alto forno. Em siderúrgicas que operam altos fornos a carvão de coque são geradas aproximadamente 300 toneladas de escória por tonelada de ferro gusa. Altos fornos que utilizam como combustível carvão vegetal a geração de escória é inferior a este valor (JOHN, 1995).

Segundo Macedo (2009), a cinza volante, pozolana mais empregada na fabricação do cimento, é um subproduto originado da queima de carvão mineral para a produção de energia elétrica, principalmente das usinas termoelétricas.

Dal Molin (2005) salienta que a eficiência de uma adição mineral pode variar em função da quantidade utilizada, das condições de cura, da composição química, mineralógica e granulométrica. O autor ainda afirma que o uso de adições minerais na construção civil é um importante exemplo de prática sustentável, na qual as adições minerais normalmente utilizadas são resíduos provenientes de outras indústrias, os quais seriam descartados em grandes quantidades em locais impróprios, gerando riscos de contaminação do solo e fontes de água.

As adições minerais podem ser utilizadas tanto no processo de fabricação do cimento, substituindo parte do clínquer, como em argamassas e em concretos. No Brasil, a prática mais aplicada é a primeira citada acima por trazer inúmeras vantagens. Do ponto de vista técnico, as adições minerais podem melhorar a qualidade do concreto. Tecnicamente, elas têm custos e preços menores quando comparadas ao cimento *Portland* ou ao clínquer *Portland* (SILVA, 2007).

Há também as justificativas relacionadas à sustentabilidade da construção civil. A incorporação de adições minerais como escórias e pozolanas pode reduzir o consumo de energia além de diminuir substancialmente a produção de gás carbônico para a produção de cimentos (DAL MOLIN, 2005).

2.5 Materiais pozolânicos

O uso de pozolanas em concretos teve início na década de 60 em obras de barragens com a adição de cinza volante. Essa aplicação foi em virtude da redução

no calor de hidratação do cimento e custos das obras. Seu uso intensificou-se nos anos 70 com a microssílica, visando a produção de concretos de alta resistência sem o comprometer a sua trabalhabilidade (BORJA, 2011).

Originalmente, o termo pozolana era empregado aos materiais naturais de origem vulcânica que reagem com a cal em presença de água, à temperatura ambiente. Com o decorrer do tempo, essa definição foi expandida a outros materiais que, embora de origem diversas, exibem comportamento semelhante (CORDEIRO, 2006).

Para Massazza (1998) o termo pozolana tem dois significados distintos. O primeiro indica as rochas piroclásticas, essencialmente vítreas e às vezes zeolizadas, que ocorrem no bairro de Pozzuoli (o antigo Puteoli dos tempos romanos) ou em torno de Roma. O segundo significado inclui todos aqueles materiais inorgânicos (naturais ou artificiais), que se endurecem em água quando misturados com hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2 ou CH) ou com materiais que podem liberar hidróxido de cálcio, como o clínquer de cimento Portland. Nesta última, estão as cinzas do bagaço da cana de açúcar.

Segundo Neville (2016), os materiais pozolânicos são naturais ou artificiais que contém dióxido de silício em forma reativa que, por si só, possui pouca ou nenhuma atividade cimentícia, mas que, quando são finamente moídos e na presença de umidades, reagem quimicamente com o hidróxido de cálcio para formar compostos com propriedades cimentícias.

A norma NBR 11172 (ABNT, 1990) define material pozolânico artificial como produtos provenientes de tratamento térmico de determinadas argilas ou subprodutos industriais com atividades pozolânicas. Consideram-se como pozolanas artificiais as argilas calcinadas, cinzas volantes e outros materiais não tradicionais, tais como: escórias siderúrgicas ácidas, microssílicas, rejeito sílico-aluminoso de craqueamento do petróleo; cinzas silicosas de resíduos de alguns vegetais e de rejeitos de carvão mineral.

A NBR 12653 (ABNT, 1992) classifica os materiais pozolânicos em três grandes grupos. O critério usado para essa classificação fundamenta-se exclusivamente na origem dos materiais e não especifica uma classe particular para pozolanas altamente reativas como a sílica ativa, cinza da casca de arroz e cinza do bagaço de cana-de-açúcar:

- Classe N: pozolanas naturais e artificiais, como certos materiais vulcânicos de caráter petrográfico ácido, “cherts” silicosos, terras diatomáceas e argilas calcinadas.
- Classe C: cinza volante produzida pela queima de carvão mineral em usinas termoelétricas.
- Classe E: qualquer pozolana cujos requisitos diferem das classes anteriores.

Propriedades	Classe N	Classe C	Classe E
SiO ₂ , Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃ , % min.	70	70	50
SO ₃ % máx.	4,0	5,0	5,0
Teor de Umidade, % máx.	3,0	3,0	3,0
Perda ao fogo, % máx.	10,0	6,0	6,0
Álcalis disponíveis em Na ₂ O, % máx.	1,5	1,5	1,5

Tabela 03 - Exigências químicas.

Fonte: ABNT NBR 12653, (1992).

Propriedades	Classe N	Classe C	Classe E
Material retido na peneira 45µm, % máx.	34	34	34
IAP com cimento aos 28 dias em relação ao controle, % mín:	75	75	75
IAP com a cal aos 7 dias, em MPa	6,0	6,0	6,0
Água requerida, % máx.	115	110	110

Tabela 04 - Exigências físicas.

Fonte: ABNT NBR 12653, (1992).

Para Mehta e Monteiro (1994), as pozolanas são adicionadas especialmente com duas finalidades: diminuir o calor de hidratação do cimento, característica muito apreciada no concreto e evitar a formação dos sulfoaluminatos expansivos em concretos sujeitos à ação dos sulfatos.

2.6 Reações pozolânicas

O termo “atividade pozolânica” compreende todas as reações que envolvem os constituintes ativos das pozolanas, hidróxido de cálcio e água. A atividade pozolânica abrange dois parâmetros principais: a quantidade máxima de hidróxido de cálcio que pode reagir com a pozolana e a taxa com que tal combinação se processa. Ambos os fatores dependem da natureza da pozolana e, mais precisamente, da qualidade e quantidade de fases ativas presentes (MASSAZZA, 1998).

A reação pozolânica, segundo Mehta (1987), ocorre de forma lenta, assim como a taxa de desenvolvimento de resistência e o calor de hidratação associado a essa reação. Por outro lado, a hidratação do silicato tricálcico (C₃S) do cimento Portland é rápida, e, portanto, a taxa de desenvolvimento da resistência e o calor de hidratação são altos. Nota-se ainda que a reação de hidratação do cimento produz hidróxido de cálcio, enquanto a reação pozolânica consome.

A principal propriedade de uma pozolana é a sua capacidade de reagir e se combinar com o hidróxido de cálcio, para formar silicatos e aluminatos de cálcio hidratados. Dessa forma, em compostos à base de cimento *Portland*, o hidróxido de cálcio liberado pela hidratação dos silicatos reage com os materiais pozolânicos, utilizados como substituto parcial do cimento, resultando em uma produção extra de

silicatos de cálcio hidratados (C-S-H), que são produtos mais estáveis do cimento hidratado (OLIVEIRA & BARBOSA, 2006).

Neville (2016) afirma que a utilização de pozolanas resulta em refinamento dos poros, maior densificação e aumento da resistência tanto da pasta como da interface pasta-agregado.

De acordo com Santos (2006), a utilização de pozolanas em substituição e/ou adição ao cimento confere ao concreto e argamassa características como:

- Menor calor de hidratação do cimento, por meio da substituição de reações exotérmicas (hidratação do cimento), por reações atérmicas (pozolânicas);
- Melhor resistência ao ataque ácido em função da estabilização do hidróxido de cálcio oriundo da hidratação do clínquer que formará um (C-S-H) com menor relação CaO/SiO_2 de menor basicidade;
- Maior durabilidade, contribuindo para a inibição da reação álcali-agregado e reduzindo a porosidade, diminuindo o ataque do material por substâncias externas como cloretos e sulfatos.

Além destes ganhos, para Santos (2006), o uso da pozolana resulta também em economia de energia e redução do custo de fabricação do cimento. Isso aumenta o período de exploração das jazidas de calcário e argila e, conseqüentemente, o período de produção da fábrica de cimento. Por fim, aumenta a capacidade de produção sem necessidade de novos investimentos.

Mehta (1987) conclui que, a diferença essencial entra a reação pozolânica e as reações que envolvem a hidratação do cimento Portland isoladamente, não está na composição de seus produtos da hidratação, mas na taxa na qual eles são formados. A medida que a reação pozolânica ocorre de forma mais lenta, como já mencionado.

2.7 Cinza do bagaço da cana-de-açúcar (CBC) como pozolana

O Brasil é atualmente o maior produtor no complexo sucroalcooleiro do mundo, produzindo cerca de 47 toneladas de bagaço da cana-de-açúcar anualmente que, devido seu poder calorífero, é utilizado para cogeração de energia por meio da queima em caldeiras, tendo como produto final as cinzas residuais (LIMA *et al.*, 2010; PAULA, 2006).

Segundo Peinado *et al.*, (2013) e Nunes *et al.*, (2008), por várias décadas essas cinzas foram despejadas em lavouras para atuar como adubos. Porém, pesquisas recentes indicam que elas não apresentam nutrientes minerais adequados para essa função, pois no processo de queima essa matéria orgânica perde toda a sua capacidade de fertilização.

De acordo com Lima *et al.*, (2011) e Souto (2010), constatada a ineficácia da CBC como adubo, diversos estudos estão sendo executados para verificar a utilização da mesma como substituição parcial do Cimento Portland ou da areia no preparo do concreto. Lima *et al.*, (2010) afirma ser possível já que a CBC apresenta alto teor de dióxido de silício (SiO_2), normalmente acima de 60% em massa, atribuindo-lhe caráter

pozolânico.

Sua viabilidade depende ainda de verificações e novos estudos que analisem diversos fatores como tempo e temperatura de queima e condição de moagem da CBC. Entretanto, já se pode considerar o ganho ambiental e econômico que é produzido com esse novo destino dado à CBC, pois pode amenizar a agressão ao meio ambiente, com a diminuição do uso de matéria-prima para fabricação do cimento, além da redução de emissão de seus resíduos. Dessa forma, o que era um problema de estocagem para as empresas, pode se tornar uma fonte rentável (HOJO e MARTINS, 2015).

2.8 Extração e esgotamento de recursos naturais

O aumento da população mundial e a demanda por melhoria da qualidade de vida têm levado à extração de recursos não renováveis e à poluição ambiental de forma descontrolada. As reservas de fosfato no mundo que podem ser exploradas a baixo custo são suficientes para um período de 40 a 100 anos e as reservas mundiais de potássio são suficientes para um período de 50 a 200 anos. A situação é pior para os micronutrientes, em que as reservas de cobre e zinco são suficientes para 60 anos, manganês para 35 anos e selênio para 55 anos (Aaron, 2005).

Não distante disso, encontra-se a exploração das matérias-primas para fabricação do cimento. A produção de cimento está em plena expansão mundial. Em relação ao Brasil, estima-se que em 2010 o mercado alcançou a casa de 59,121 milhões de toneladas de cimento produzidos, batendo recordes de vendas e com um aumento de 14,8% em relação ao ano anterior. Com isso, as empresas cimenteiras estão investindo pesado na criação e modernização de novas plantas (Fonte SNIC). Considerando que o produto é composto de 75-80% de calcário, só em 2010, foram extraídos cerca de 45,818 milhões de toneladas de calcário das jazidas brasileiras. Além disso, deve-se levar em consideração que, mesmo diante de significativas reservas de calcário no país, pequena parte dela encontra-se disponível para fabricação do cimento, devido ao fato da maior parte apresentar elevados teores de impurezas.

2.9 Desenvolvimento sustentável

O conceito de desenvolvimento sustentável diz respeito ao modo de evolução que tem como alvo o alcance da sustentabilidade. De acordo com o Guia de Sustentabilidade na Construção (CIC/FIEMG, 2008), o desenvolvimento sustentável trata do processo de manutenção do equilíbrio entre a capacidade do ambiente e as demandas por igualdade, prosperidade e qualidade de vida da população humana.

Segundo a definição cunhada em 1987 pela Comissão Mundial sobre Ambiente e Desenvolvimento, o desenvolvimento sustentável é o tipo de desenvolvimento que atende às necessidades da geração atual sem comprometer a capacidade das gerações futuras de atenderem suas próprias necessidades.

O Conselho Brasileiro de Construção Sustentável, juntamente com a Associação Brasileira dos Escritórios de Arquitetura e outras instituições, apresenta uma série de

princípios básicos da construção sustentável, dentre os quais se destacam:

- Aproveitamento de condições naturais locais;
- Utilizar mínimo de terreno e integrar-se ao ambiente natural;
- Não provocar ou reduzir impactos no entorno;
- Gestão sustentável na implantação da obra;
- Uso de matérias-primas que contribuam com a eco-eficiência do processo;
- Redução do consumo energético;
- Reduzir, reutilizar, reciclar e dispor corretamente os resíduos sólidos;
- Educação ambiental – conscientização dos envolvidos no processo.

A visão de construção sustentável deve estar presente em todo o ciclo de vida de um empreendimento, desde sua concepção até sua requalificação, desconstrução ou demolição.

Sob o prisma da sustentabilidade, materiais e resíduos devem ser tratados conjuntamente, pois a correta seleção e utilização de materiais reduzem a geração de resíduos. Além disso, o beneficiamento de resíduos de outros setores sendo utilizados na produção do cimento, pode reduzir significativamente os impactos por ela ocasionados (FONSECA, 2010).

No processo de seleção de materiais e fornecedores adequados com as premissas da sustentabilidade, o Guia de Sustentabilidade na Construção (CIC/ FIEMG, 2008) recomenda a adoção de materiais locais, reutilizáveis, recicláveis ou reciclados. Dentre estes, pode-se destacar não somente o cimento Portland composto com escória ou outros produtos minerais reaproveitáveis, como também as adições minerais aplicadas diretamente ao concreto.

3 | MATERIAL E MÉTODO

Esta pesquisa é de cunho teórico, do tipo bibliográfica, desenvolvida através de buscas em sites de publicações científicas e livros: Google Acadêmico, Periódicos Capes e Scielo. Baseou-se em um universo de livros, artigos, dissertações, teses e normas.

O material utilizado como locus do estudo foi categorizado de acordo com os percentuais de substituição da cinza do bagaço pelo cimento, cujos resultados serão apresentados a seguir.

4 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

Após a análise do material utilizado, foram encontrados diferentes traços de substituição de cimento por CBC: Cordeiro (2006) - 20%; Paula (2006) - 20%; Pádua

(2012) - 10%; Poggiali (2010) - 20%; Nunes *et al.*, (2008) - 13%. Dentre outros fatores, essa variação é decorrente da granulometria da CBC usada e das condições de queima de cada usina para obtenção das cinzas. Pode-se sugerir como melhor possibilidade a substituição de 20% do cimento pela CBC. O mesmo processo pode ser feito com 30%, porém, a resistência final do concreto será menor. Não foram encontradas desvantagens em relação a tal substituição, desde que seja respeitada a porcentagem máxima de 30% de troca em massa do cimento.

As cinzas podem ser classificadas como pozolanas por superarem o valor mínimo de atividade pozolânica (75%), estabelecido pela NBR 5752 de 1992.

Em suas pesquisas, Paula (2006), lista os diversos benefícios que a produção sustentável de concreto com a utilização da CBC pode trazer ao meio ambiente.

A reciclagem destes materiais apresenta inúmeras vantagens, dentre elas: uma redução no volume de resíduos destinados a aterros sanitários e, conseqüentemente, uma diminuição no risco de contaminação do meio ambiente; redução do volume de extração de matéria-prima necessária à produção de materiais para a construção, preservando, assim, os recursos naturais não renováveis. Além disso, diminui significativamente a liberação de CO₂ para a atmosfera, gerado em grande quantidade durante a produção do cimento Portland e da cal, tanto pela queima do combustível quanto pela descarbonatação da rocha calcária (p. 2).

Teodoro *et al.*, (2014) realizaram a substituição de 15% de cimento por CBC no estado de Mato Grosso do Sul e observaram que, essa porcentagem de substituição promoveria uma diminuição de emissão de CO₂ em, aproximadamente, 53,5 kilotoneladas por ano apenas nesse estado. Já no Brasil, em cenário idêntico, pode-se atingir cerca de 3.162,76 kilotoneladas de CO₂ a menos sendo liberada na atmosfera anualmente. Os cálculos foram realizados considerando a produção de cimento no ano do estudo.

Hojo & Martins (2015) encontraram um traço com 7,5% de substituição de cimento por cinza, o qual apresentou uma resistência semelhante ao concreto sem substituição. Nos seus estudos, observaram também que essa substituição reduziu o consumo de cimento de 367 kg/m³ para 339 kg/m³ e o custo em R\$ 15,72/m³.

Os dados mencionados demonstram o quanto a produção de cimento influencia na emissão dos gases causadores do efeito estufa, representando cerca de 7% do total produzido no mundo. Juntamente a essa poluição ambiental está também a grande quantidade de calcário extraído das jazidas para suprir a demanda de produção do segundo produto mais utilizado no mundo. Vale lembrar que as matérias-primas do cimento, quase que em sua totalidade, são de fontes não renováveis, logo, esses produtos podem se tornar escassos futuramente.

Outro dado importante refere-se à disponibilidade de matérias-primas do cimento no Brasil. O país possui reservas relativamente pequenas de calcários e destas, apenas uma pequena parte encontra-se em condições adequadas para a fabricação de cimento por apresentarem elevado grau de impurezas em sua constituição, diminuindo mais ainda a possibilidade de utilização destas reservas.

Observou-se, por fim, que há a possibilidade de ganho econômico na produção do concreto com utilização do CBC, não sendo, entretanto, o objeto deste estudo.

5 | CONCLUSÃO

Percebeu-se ao final da pesquisa, que a CBC pode substituir parcialmente o cimento Portland na produção do concreto por apresentar, entre outros atributos, um alto índice de pozolanicidade, o qual é caracterizado pela sua capacidade de reagir com o hidróxido de cálcio liberado durante o processo de hidratação do cimento. Dos estudos analisados, pode-se inferir que a margem de substituição do cimento por CBC deve variar entre 20% a 30%, uma vez que a resistência mecânica do concreto obtida é semelhante à resistência do concreto sem substituição.

A utilização da CBC para fabricação de cimento contribui de forma quádrupla para a sustentabilidade do planeta. Na medida em que tal prática pode agregar valor às cinzas, promove a diminuição do consumo de recursos naturais e de emissão de CO₂, contribuindo para uma geração de menor quantidade de resíduos de construção e demolição. Ademais, além do ganho ambiental da redução de emissão de CO₂, há o reaproveitamento de resíduos gerados nas indústrias - as cinzas, que são depositados no meio ambiente, sem nenhum tratamento, e que podem receber um destino mais nobre, agregando valor ao produto.

Assim, uma produção sustentável deve ter como princípio a prevenção e redução dos resíduos pelo desenvolvimento de tecnologias limpas, com uso de materiais recicláveis ou reutilizáveis. E o uso da CBC em compostos cimentícios apresenta-se como uma alternativa viável para uma redução do uso de recursos naturais e da poluição atmosférica.

Embora existam atualmente grandes empresas com sofisticados equipamentos, tanto para a extração do calcário e argila quanto para sua industrialização e produção do clínquer, esse processo ainda possui um elevado custo financeiro. A substituição de cimento por CBC em larga escala reduziria significativamente o consumo de matéria-prima, o custo da produção e ainda o valor da obra onde seria empregado.

Apesar da relevância técnica e ambiental, ainda são escassos os estudos sobre essa temática. Deve-se analisar, também, os benefícios econômicos e sociais que esse modelo de produção pode trazer, atendendo assim outros aspectos do desenvolvimento sustentável. Além disso, pesquisas que visam um desenvolvimento e produção sustentáveis (em qualquer setor, principalmente na construção civil, um dos que mais agride o meio ambiente), são dignas de mais investimentos e devem ser vistas com mais importância, principalmente pelo setor público.

REFERÊNCIAS

- AARON, S. **Some statistics on limited natural resources**. 2005. Disponível em: <<http://scotaaron.com/resources2.html>>. Acesso em: 05/10/2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. Boletim Técnico. **Guia Básico De Utilização Do Cimento Portland**. 2002. Disponível em: <http://www.abcp.org.br/cms/wp-content/uploads/2016/05/BT106_2003.pdf> Acesso em 27 Nov. 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11172/1990**: Aglomerantes de Origem Mineral. Rio de Janeiro, 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5732/1991**: Cimento Portland comum. Rio de Janeiro, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5752: Materiais pozolânicos – Determinação do índice de desempenho com cimento Portland aos 28 dias**. Rio de Janeiro, 3 ed., p.8, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12653**: Materiais pozolânicos: ABNT, 1992.
- BORJA, E. V.: **Efeito da adição de argila expandida e adições minerais na formulação de concretos estruturais leves autoadensáveis**. Tese (Doutorado), - Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Centro de Tecnologia. Natal, 230 p., 2011.
- CARMO, J. B. M.; PORTELLA, K. F.; VALDUGA, L. **Análise comparativa de concretos compostos com sílica ativa e metacaulim**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 49, 2007, Bento Gonçalves. Anais... São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2007.
- CORDEIRO, G. C. **Utilização de cinzas ultrafinas do bagaço de cana-de-açúcar e da casca de arroz como aditivos minerais em concreto**. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2006.
- DAL MOLIN, D. C. C. **Adições minerais para concreto estrutural**. In: ISAIA, G. C. (Ed.). Concreto: ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2005.v.1, capítulo 12, p. 345-380.
- FONSEICA, G. C. da. **Adições minerais e as disposições normativas relativas à produção de concreto no Brasil: uma abordagem epistêmica**. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) -UFMG, Belo Horizonte, MG, 2010.
- HOJO, L. Y. C. P., MARTIS, C. H. **Utilização da substituição parcial do cimento por cinza leve do bagaço de cana-de-açúcar em concretos**. Ed. 01, 2015. Disponível em: <<http://www.nexos.ufsc.br/index.php/mixsustentavel/article/view/1135/515>> Acesso em 28 Nov. 2016.
- JOHN, V.M. **Cimentos de escória ativada com silicatos de sódio**. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, SP, 1995.
- LIMA, S. A.; SALES, A.; MORETTI, J. P.; ALMEIDA, F. C. R.; SANTOS, T. J. (2010). Caracterização de concretos confeccionados com a cinza do bagaço da cana-de-açúcar. Tema Caracterização de Materiais. CINPAR 2010 – **VI Congresso Internacional sobre patologia e reabilitação de estruturas**. Córdoba, Argentina: 2, 3 e 4 de jun. de 2010.
- LIMA, S. A.; SALES, A.; ALMEIDA, F. C. R.; MORETTI, J. P.; PORTELLA, K. F. Concretos com cinza do bagaço da cana-de- açúcar: avaliação da durabilidade por meio de ensaios de carbonatação e abrasão. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 11, n. 2, p. 201-212, 2011.

MALHOTRA, V. M. **“Making concrete ‘greener’ with fly ash”**, Concrete International, v. 21, n. 5, pp. 61-66. 1999.

MALHOTRA, V. M., Introduction: sustainable development and concrete technology. **Concrete International**, v. 24, n. 7, p. 22, 2002.

MARCEDO, P. C., **Avaliação do desempenho de argamassas com adição de cinza do bagaço de cana-de-açúcar**. Dissertação (Mestrado em Estruturas), Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2009.

MASSAZZA, F. **Pozzolana and pozzolanic cements** in: Hewlett, P. C. (ed), Lea’s chemistry of cement and concrete, 4 ed. New York: J. Wiley, pp. 471-63, 1998.

MEHTA, P.K. **Natural Pozzolan**. In: Supplementary Cementing Materials. Ottawa: V. M. Malhotra. 1987. 427p.

METHA, P.K. e MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**; Editora Pini Ltda, São Paulo, 1ªed., 1994.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**, 2 ed. São Paulo: Editora Pini, 828 p.,1997.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto**, 5 ed. Porto Alegre: Bookman, 2016.

NUNES, I. H. S.; VANDERLEI, R.D.; SECCHI, M.; ARIKA, M.; ABE, P. Estudo das características físicas e químicas da cinza do bagaço de cana-de-açúcar para uso na construção. **Revista Tecnológica**, Paraná, v. 17, p. 39-48, 2008.

OLIVEIRA, M. P. de, BARBOSA, N. P. **Potencialidades de um caulim calcinado como material de substituição parcial do cimento portland em argamassas**. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental. v.10, n.2, p.490–496, 2006.

PÁDUA, P. G. L. de. **Desempenho de compósitos cimentícios fabricados com cimentos aditivados com cinzas de bagaço de cana-de-açúcar in natura e beneficiadas**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – UFMG, Belo Horizonte, MG, 2012.

PAULA, M. O. **Potencial da cinza do bagaço da cana-de-açúcar como material de substituição parcial de cimento portland**. Dissertação (Mestrado em Magister Scientiae), UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA, Viçosa, 2006.

PEREIRA, A. M.; ASSUNÇÃO, C.C.; GUIMARÃES, L de M.; MALMONGE, J. A.; TASHIMA, M. M.; AKASAKI, J. L. Análise microestrutural do potencial das cinzas de bagaço de cana-de-açúcar como material pozolânico em compósitos cimentícios. **22º CBECiMat - Congresso Brasileiro de Engenharia e Ciência dos Materiais**. p. 3029-3041, 06-10 Natal, nov. 2016.

PEINADO, H. S.; NAGANO, M.F.; FILHO, R.G.D.M.; VANDERLEI, R.D.; YASSINE, A.J.N.; BAPTISTA, T.T.A. Uso da cinza do bagaço de cana-de-açúcar como agregado em Concretos e argamassas. **ENTECA - IX Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura**, Maringá, PR, out. 2013.

POGGIALI, F. S. J., **Desempenho De Microconcretos Fabricados Com Cimento Portland Com Adições De Cinza De Bagaço De Cana-De-Açúcar**. Dissertação (Mestrado em Construção Civil), UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS, Belo Horizonte, 2010.

SANTOS, S. **Produção e avaliação do uso de pozolana com baixo teor de carbono obtida da cinza de casca de arroz residual para concreto de alto desempenho**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis- SC, 2006.

SILVA, M. G. **Cimentos portland com adições minerais**. In: ISAIA G. C. (Ed). Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais. São Paulo: IBRACON, v.1, capítulo 23, p. 761-793, 2007.

SOUTO, J. M. F., **Avaliação do desempenho da cinza do bagaço de cana-de-açúcar na produção de concretos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana), Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2010.

TEODORO, P.E.; FERREIRA, M.H.; CHARBEL, D.S.; FORMAGINI, S.; NEIVOK, M. P. Estimativa da taxa de redução de CO₂ de concretos produzidos com cinzas residuais de bagaço de cana-de-açúcar. **Revista de ciências exatas e tecnologia**. Vol. 8, n. 8, p. 173-179, 2014.

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

Julia Alves Rodrigues

Universidade Federal do Pará - UFPA, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Química
Belém - PA

Dilson Nazareno Pereira Cardoso

Universidade Federal do Pará - UFPA, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Naturais da Amazônia
Belém - PA

Abel Jorge Rodrigues Ferreira

Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará – UNIFESSPA, Programa de Pós-Graduação em Educação em Ciências e Matemática
Marabá - PA

Edinaldo José de Sousa Cunha

Universidade Federal do Pará - UFPA, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Processos
Belém - PA

Bruno Marques Viegas

Universidade Federal do Pará - UFPA, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Naturais da Amazônia
Belém – PA

Edílson Marques Magalhães

Universidade Federal do Pará - UFPA, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Processos
Belém - PA

José Antônio da Silva Souza

Universidade Federal do Pará - UFPA, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Naturais da Amazônia
Belém - PA

RESUMO: O trabalho tem como objetivo avaliar as propriedades físicas e químicas de argamassas elaboradas com elevada adição de resíduo de beneficiamento de Minério de Cobre Sulfetado, nas proporções de 90, 93 e 95% e, com isso, apresentar um modo de utilização para esse resíduo. Para produção das argamassas, a matriz foi formulada com três traços com a utilização mínima de 5, 7 e 10% de cimento Portland tipo CP II E 32. Após a cura de 28 dias, os corpos de prova foram submetidos a ensaios físicos de absorção, porosidade e ensaio de resistência à compressão. A morfologia dos corpos de prova foi analisada via microscopia eletrônica de varredura. Os resultados mostraram que os traços com teores de 90% de minério de cobre apresentaram melhores resultados de resistência à compressão.

PALAVRAS-CHAVE: Argamassas, Resíduo de minério de cobre sulfetado, Microscopia Eletrônica de Varredura.

PRELIMINARY STUDIES OF THE APPLICATION OF SULPHIDE COPPER ORE RESIDUE IN THE PREPARATION OF LAYING MORTARS AND COATING

ABSTRACT: The objective of this work is to evaluate the physical and chemical properties of mortar made with high addition of sulphide

copper ore residue, in the proportions of 90, 93 and 95%, and with this, to present a method of use for this residue. For the production of the mortars, the matrix was formulated with three traces with the minimum use of 5, 7 and 10% Portland cement type CP II E 32. After curing 28 days, the samples were submitted to physical absorption tests, porosity and compressive strength test. The morphology of the samples was analyzed by scanning electron microscopy. The results showed that the traces with 90% of copper ore presented better compressive strength results.

KEYWORDS: Mortar, Sulphide copper ore residue, Scanning Electron Microscopy.

1 | INTRODUÇÃO

A utilização de resíduos sólidos urbanos e industriais, para produção de novos materiais de construção, pode contribuir para redução do impacto ambiental, através da diminuição do consumo de recursos naturais, da redução da poluição gerada e do consumo de energia para sua produção. As argamassas colantes são formadas pela composição de agregados, aglomerantes, água e eventualmente adições e aditivos. No estado fresco, assume-se que estas composições são suspensões concentradas de partículas sólidas (agregados) imersas em um líquido viscoso (pasta ou matriz). O cimento é o principal aglomerante presente nas misturas, sendo composto por clínquer e por agregados como filler, calcário, cinza volante ou escória de alto forno, dependendo do tipo comercial do cimento (MOURA *et al.*, 2009; MATTANA *et al.*, 2013).

Os agregados podem ser de origem natural ou industrializada. Os naturais são aqueles que já se encontram em forma particulada na natureza, devido a ação do intemperismo e de abrasão. Já os industrializados, também denominados de artificiais, tem a sua composição particulada obtida por processos industriais (MATTANA *et al.*, 2013; MANSUR *et al.*, 2007).

A proposta deste estudo foi buscar alternativas para reutilizar resíduos minerais, através do seu emprego na indústria da construção civil, empregando-os como substituto de recursos naturais e energéticos tradicionalmente utilizados, sendo uma interessante forma de lhes destinar a uma finalidade adequada, reduzindo o volume de resíduos enviados para aterros industriais e, ao mesmo tempo, minimizando, o consumo dos recursos naturais utilizados e da energia empregada na fabricação de diversos materiais de construção.

Desta forma, o presente trabalho tem como finalidade a avaliação das propriedades mecânicas das argamassas no estado endurecido, com diferentes teores de resíduo de minério de cobre sulfetado (RMCS) e cimento Portland.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

Para a realização deste estudo, foram utilizados os seguintes materiais: Cimento Portland tipo CP II E 32 e resíduo de minério de cobre sulfetado (RMCS), para ser

empregado como agregado miúdo, proveniente da mina do Sossego, localizada na província mineral de Carajás no Estado do Pará.

Inicialmente, foi realizada a cominuição do resíduo em moinho de bolas, visando a desagregação do material. Em seguida, foram elaborados três traços das misturas de argamassa, compostos por cimento portland (tipo CP II E 32), nas proporções de 5, 7 e 10%, resíduo de minério de cobre sulfetado, nas proporções de 95, 93 e 90%, e água (23%).

2.1 Microscopia Eletrônica de Varredura

A microscopia eletrônica de varredura (MEV), foi realizada em equipamento LEO, modelo 1450VP, acoplado a um sistema de obtenção e identificação de padrões de difração de elétrons retro espalhados, que forneceu através da análise de espectroscopia por dispersão de energia (EDS), obtidos no laboratório de Geociências da Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará ([UNIFESSPA](#)).

2.2 Análise Granulométrica

A análise granulométrica foi realizada de acordo com a norma NBR 7217, para verificação do diâmetro médio (d_{50}) de cada amostra de material utilizado. Após a análise granulométrica do RMCS, foi utilizado na mistura o resíduo passante da peneira 100 *mesh* (149 μm).

2.3 Elaboração dos Corpos de Prova

Com o auxílio de um misturador mecânico, com capacidade de 130 litros, adicionou-se primeiramente os sólidos e em seguida a água. Após a homogeneização da mistura, a argamassa foi adicionada em dez moldes de corpos de prova cilíndricos, com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, de acordo com a NBR 7215/96, totalizando trinta corpos de prova. Com o preparo dos corpos de prova, teve início o processo de cura, o qual teve duração de 28 dias. A composição da matriz cimentícia utilizada em cada traço está apresentada na Tabela 1.

TR	Cimento (%)	RMCS (%)
01	5	95
02	7	93
03	10	90

Tabela 1: Matriz cimentícia.

2.4 Absorção e Porosidade Aparente

Após a cura de 28 dias, foram realizados os ensaios de absorção e porosidade aparente, de acordo com a norma NBR 9778.

2.5 Resistência à Compressão

Os ensaios de resistência à compressão foram realizados na PRENSA EMIC SSH300 pertencente ao Laboratório de Materiais de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal do Pará.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Microscopia Eletrônica de Varredura

Os resultados obtidos através da microscopia eletrônica de varredura (MEV) estão demonstrados na Figura 1, com relação aos traços TR01, TR02 e TR03.

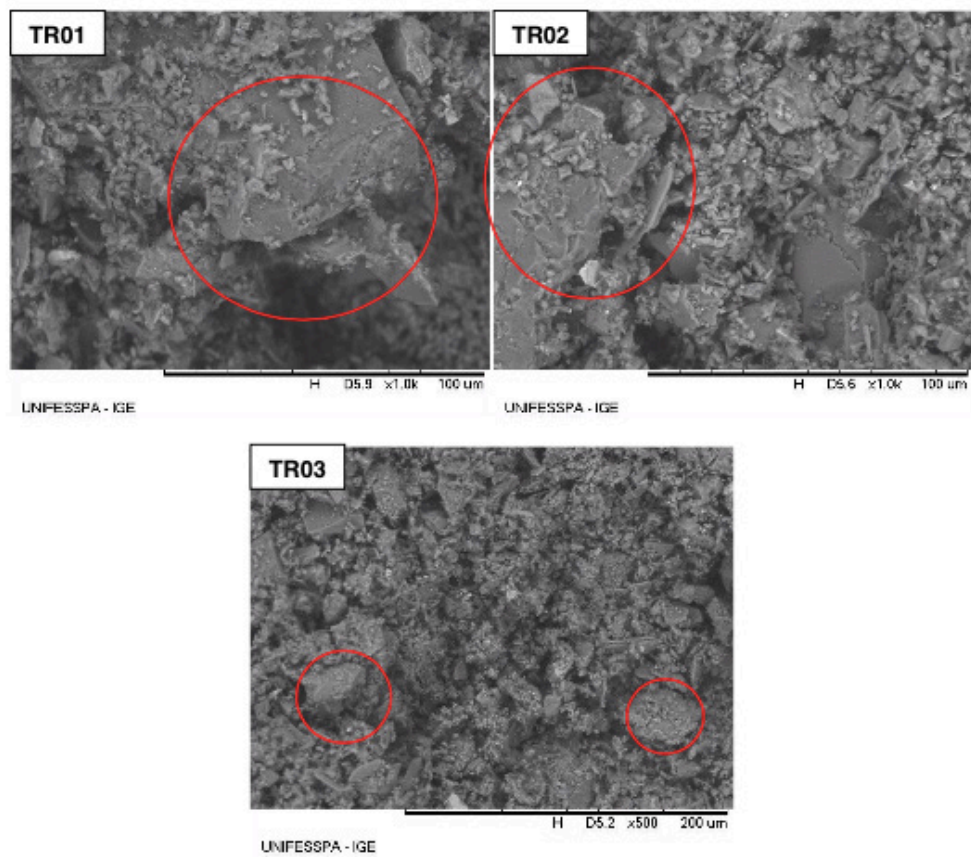


Figura 1: MEV das análises das amostras dos traços das argamassas.

Os resultados apresentados na Figura 1 mostram que as amostras das argamassas possuem partículas de diversos formatos e com formações de aglomerações. Essas aglomerações são formadas devido a granulometria bastante diversificada do RMCS, com partículas de tamanhos variados, podendo influenciar em diversas análises de estado endurecido como também no aumento ou diminuição da trabalhabilidade no estado fresco. Este fato provavelmente resultará em uma menor resistência à compressão.

A análise de EDS, mostrado na Figura 2, realizada durante o ensaio de microscopia, mostra a presença de cálcio, silício e ferro como os principais elementos da composição química das argamassas.

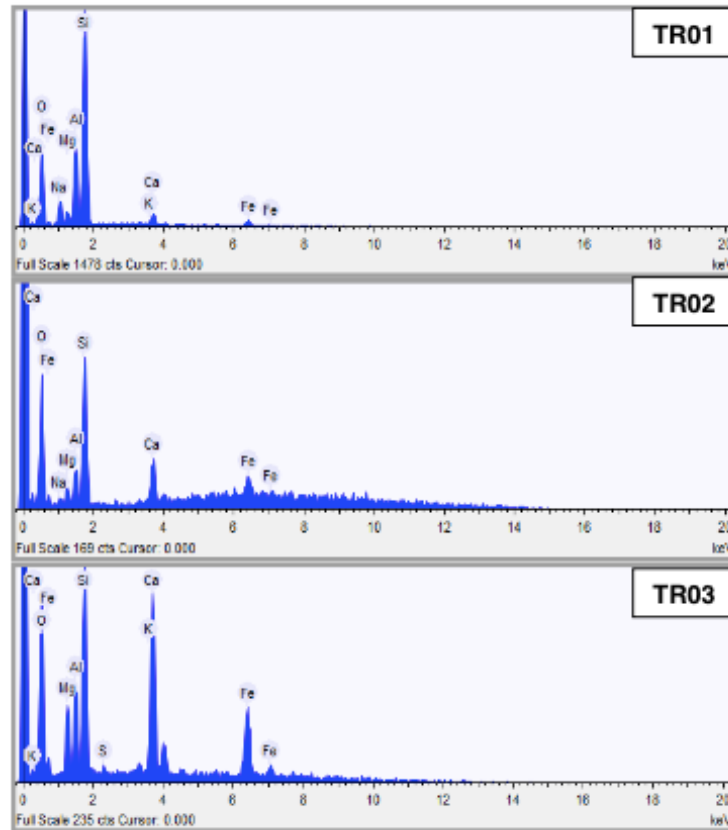


Figura 2: EDS das análises das amostras dos traços TR01, TR02 e TR03.

3.2 Análise Granulométrica

De acordo com os resultados demonstrados na Figura 3, referente a análise granulométrica dos materiais utilizados neste trabalho, observou-se que as partículas do RMCS possuem um valor de diâmetro médio (d_{50}) no valor 149 μm , e, de acordo com a norma NBR 7217, o resíduo se enquadra como agregado miúdo em argamassas.

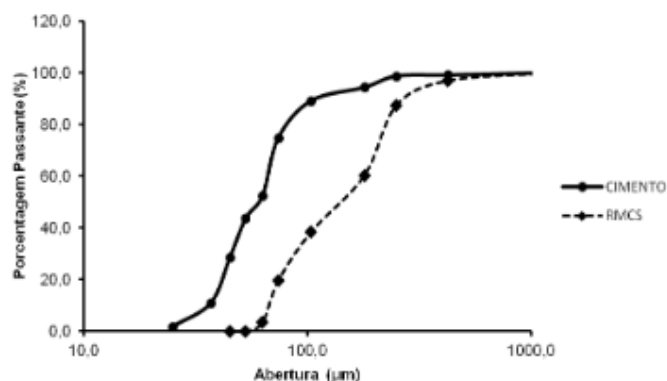


Figura 3: Análise granulométrica dos constituintes das argamassas.

3.3 Absorção Aparente

Por meio da análise apresentada na Figura 4, observa-se que ocorreu um aumento acentuado na absorção aparente no traço com menor teor de resíduo. Isto é, verifica-se que, à medida que o teor de cimento aumenta e o de RMCS diminui, ocorre o aumento na absorção. Podendo ser resultado de uma formação incompleta de hidratos, contribuindo para formação de vazios na matriz cimentícia das argamassas em estado endurecido.

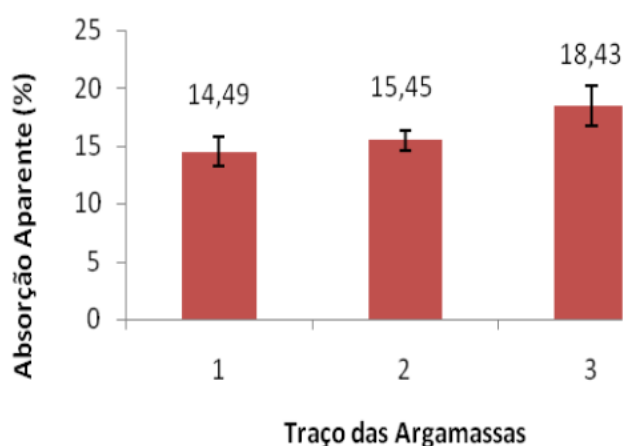


Figura 4: Gráfico de absorção de água dos traços TR01, TR02 e TR03.

3.4 Porosidade Aparente

Por meio do gráfico da Figura 5, observa-se que, assim como na análise de absorção, houve um aumento da porosidade aparente à medida em que se reduziu a quantidade de RMCS no traço, podendo ser justificada pelo aumento na quantidade de vazios entre as partículas, formados durante o processo de cura, resultando em uma maior porosidade aparente.

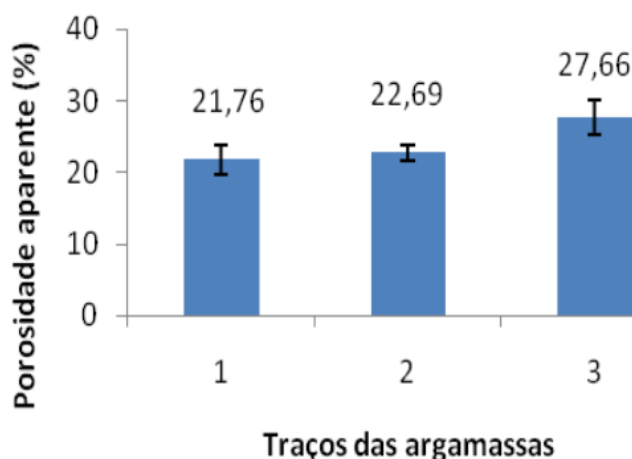


Figura 5: Gráfico de porosidade para os traços das argamassas.

3.5 Resistência à Compressão

Observa-se no gráfico da Figura 6, que houve um aumento da resistência no TR03, apresentando um valor médio de 1,745 MPa, enquanto que o TR01 apresentou aproximadamente 1,18 MPa e o TR02 1,35 MPa. Esta diferença de resistências se deve principalmente ao fato do TR03 apresentar um teor maior de cimento e, segundo a literatura, o RMCS apresenta atividade pozolânica, o que atribui um maior reforço na estrutura dos corpos de prova.

Com isso, comparando com argamassas convencionais, os traços fabricados com o teor de 90% de RMCS, apresentam um resultado interessante para o desenvolvimento de mais estudos relacionados à utilização de resíduos em matrizes cimentícias.

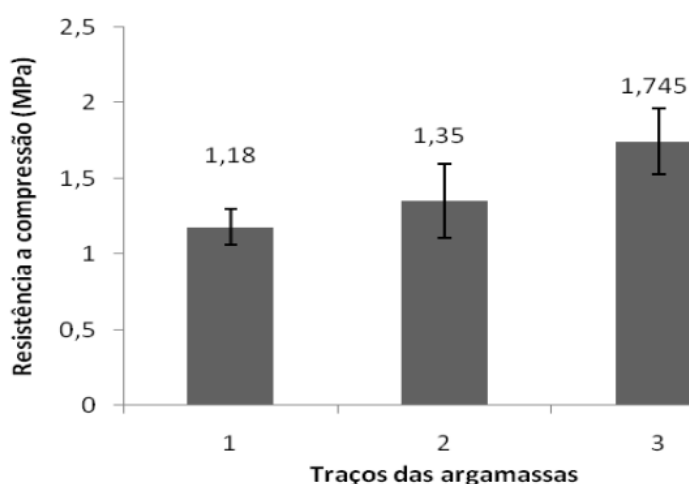


Figura 6: Gráfico da resistência à compressão para os traços das argamassas.

4 | CONCLUSÃO

De acordo com os resultados obtidos dos ensaios de absorção, porosidade, resistência à compressão e MEV, as argamassas com maiores teores de resíduo demonstraram-se mais porosas e, conseqüentemente, mais frágeis.

Segundo a NBR 11578/1991, o corpo de prova padrão elaborado com o cimento CP II-E 32 deve apresentar uma resistência à compressão maior ou igual a 32 MPa. Desta forma, com base nos resultados obtidos, conclui-se que, para se equiparar à argamassa de referência, a argamassa produzida com teores de 90, 93 e 95% de RMCS ainda é bastante frágil, sendo necessário reduzir sua quantidade na matriz.

Entretanto, a fabricação da argamassa com altos teores de RMCS, apresentou resultados bastante promissores, por seu um material com atividade pozolânica, permitindo o desenvolvimento de uma mistura bastante plástica e com boa trabalhabilidade. Demonstrando, portanto, que é possível utilizar RMCS com teores menores na fabricação de argamassas.

5 | AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará e ao Laboratório de Materiais de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal do Pará.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7215: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão**. Rio de Janeiro, 1996.

_____. **NBR 7217: Determinação de composição granulométrica dos agregados**. Rio de Janeiro, 1982.

_____. **NBR 9778: Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica**. Rio de Janeiro, 1987.

_____. **NBR 11578: Cimento Portland composto**. Rio de Janeiro, 1991.

MANSUR, A. **Mecanismos Físico-Químicos de aderência na interface argamassa modificada com polímeros/cerâmica de revestimento**. Belo Horizonte: UFMG, 2007. 321 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

MATTANA, A.; PEREIRA, E.; COSTA, M. **Influência dos constituintes do revestimento de argamassa do revestimento de argamassa sobre suas propriedades**. *Ci. Exatas Terra, Ci. Agr. Eng.*, Ponta Grossa, 19 (1): 33-44, jan/jun. 2013.

MOURA, W.; GONÇALVES, J.; LEITE, M. **Avaliação de propriedades mecânicas de concretos contendo escória de cobre como agregado miúdo**. *R. Esc. Minas*, Ouro Preto, 62(2): 221-225, abr. jun. 2009.

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

Renata Martins Parreira

Universidade do Vale do Paraíba – Univap
São José dos Campos - SP

Talita Luana de Andrade

Universidade do Vale do Paraíba – Univap
São José dos Campos - SP

Newton Soares da Silva

Universidade do Vale do Paraíba – Univap
São José dos Campos - SP

Cristina Pacheco Soares

Universidade do Vale do Paraíba – Univap
São José dos Campos - SP

Victor Carlos Pandolfelli

Universidade Federal de São Carlos - UFSCar
São Carlos - SP

Ivone Regina de Oliveira

Universidade do Vale do Paraíba – Univap
São José dos Campos - SP

RESUMO: O aluminato de cálcio (CAC) tem sido avaliado por mais de duas décadas com relação as suas propriedades físicas, mecânicas e de biocompatibilidade. O sucesso de um biomaterial também depende da sua capacidade para evitar a contaminação durante a manipulação e inibir o crescimento de microrganismos. O objetivo desse trabalho foi avaliar a viabilidade bacteriana após contato de diferentes composições a base de CAC com

culturas dos microrganismos Staphylococcus aureus e Escherichia coli quando comparado com materiais comerciais usados na odontologia e ortopedia (MTA, Vidrion, Meron, PMMA). As composições foram preparadas pela adição ao CAC dos seguintes materiais (i) dispersante, (ii) plastificante e (iii) um dos compostos (alumina, zircônia, óxido de zinco, hidroxiapatita, fosfato tricálcico, quitosana e colágeno). Amostras foram colocadas em triplicata em contato com as culturas seguido de incubação por 24 horas. Após esse período, 150 μ L do sobrenadante foram retirados para leitura de densidade óptica (570 nm) usadas nos cálculos de viabilidade bacteriana. Menores valores de viabilidade bacteriana foram obtidos para as diferentes composições de CAC frente à S. aureus. Por outro lado, as composições não apresentaram o mesmo efeito contra E. coli. As amostras foram retiradas das soluções e após tratamento de fixação, secagem e metalização foram observadas em microscópio eletrônico de varredura.

PALAVRAS-CHAVE: cimento aluminoso, viabilidade bacteriana, Staphylococcus aureus, Escherichia coli.

EVALUATION OF THE BEHAVIOR OF CEMENT COMPOSITIONS BASED ON CALCIUM ALUMINATE AGAINST THE

ABSTRACT: Calcium aluminate has been evaluated as the biomaterial for more than two decades with respect to its physical, mechanical, and biocompatibility properties. Success of a biomaterial depends on its ability to prevent contamination during handling and inhibit the growth of microorganisms. The objective of this study was to evaluate bacterial viability after contact with different CAC based compositions with cultures of *Staphylococcus aureus* and *Escherichia coli* as compared to commercial materials used in dentistry and orthopedics (Vidrion, Meron, PMMA). The compositions were prepared by adding the following materials to CAC (i) dispersing agent, (ii) plasticizer, and (iii) one of the compounds (alumina, zirconia, zinc oxide, hydroxyapatite, tricalcium phosphate, collagen, and chitosan). Samples (6 mm diameter x 2 mm thick) were placed in triplicate in contact with the cultures and incubated for 24 hours. After this period, 150 μ L of the supernatant were taken for 60° Congresso Brasileiro de Cerâmica 15 a 18 de maio de 2016, Águas de Lindóia, SP 1766 optical density reading (570 nm) used to calculate bacterial viability. Lower bacterial viability values were obtained for the different CAC compositions against *Staphylococcus aureus*. However, the compositions did not show the same effect against *Escherichia coli*. Samples were removed from the solutions, and after the fixing, drying, and plating treatments, were observed in a scanning electron microscope.

KEYWORDS: aluminous cement, bacterial viability, *Staphylococcus aureus*, *Escherichia coli*.

1 | INTRODUÇÃO

A aplicação do cimento de aluminato de cálcio (CAC) na área da saúde iniciou no campo odontológico, onde em 1987, Hermansson desenvolveu um processo químico com o objetivo de criar um novo restaurador dental mais biocompatível do que a amálgama. Durante os anos 90 a Doxa AB finalizou a formulação do material em uma versão comercial do cimento aluminoso chamado de Doxadent®, introduzido no mercado odontológico em 2000 (GRONBERG, 2004). O cimento de aluminato de cálcio comercial é composto principalmente pelas fases CA ($\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$) e CA_2 ($\text{CaO} \cdot 2\text{Al}_2\text{O}_3$) as quais são responsáveis pelo seu processo de endurecimento hidráulico (PARKER et. al., 1982). A dissolução dessas fases em contato com a água promove a liberação dos íons Ca^{2+} , $\text{Al}(\text{OH})_4^-$ e OH^- , o que promove a saturação da solução, seguido pela precipitação de hidratos de aluminato de cálcio ($\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$) e hidróxido de alumínio (ALT et. Al., 2003). Um cimento endodôntico a base de cimento de aluminato de cálcio (ECAC) vem sendo estudado visando preservar e ampliar as propriedades positivas e aplicações clínicas do material mais utilizado atualmente como um cimento reparador conhecido por MTA (mineral trioxide aggregate). O ECAC tem mostrado superar as limitações do MTA dentre as quais se destacam a baixa resistência mecânica (PANDOLFELLI et. al., 2007), escurecimento do dente ao longo

do tempo, pega lenta e alto custo (BORTOLUZZI et. al., 2007 & JACOBOVITZ et. al., 2008). O aluminato de cálcio também tem sido estudado como um cimento reparador em ortopedia (BÜRGER, 2010). O material de maior destaque nessas aplicações conhecido por PMMA (polimetilmetacrilato) também apresenta limitações como rápido endurecimento e elevada temperatura decorrente da reação de polimerização, exigindo grande cuidado durante a aplicação (ORÉFICE,2006). A alta velocidade de reação do polímero também pode ocasionar queda da resistência mecânica do material, associada à má homogeneização durante o preparo, bem como a incorporação de ar. Na fixação de próteses o cimento atua como homogeneizador e atenuador de altas tensões mecânicas, principalmente as de compressão. Falhas deste material podem ocasionar o deslocamento de próteses conduzindo inevitavelmente a novas cirurgias (ORÉFICE,2006 & SAHA 2004). Composição de CAC contendo zircônia também foi desenvolvida especialmente para aplicação em estabilização de fraturas de compressão vertebral, resultando em valores de resistência à compressão similar ao PMMA, estabilidade após seis meses em solução tampão de fosfato e porosidade de 10-15% (ENGQVIST et. al.,2008). A exemplo da composição CAC-zircônia, outros materiais também vêm sendo combinados visando melhorar as suas propriedades tais como alumina, óxido de zinco, fosfatos de cálcio, colágeno e quitosana. Algumas características que indicam vantagens da aplicação do CAC nas áreas da endodontia e ortopedia são: a sua coloração branca, o desenvolvimento de pega hidráulica não necessitando de campo seco para sua aplicação, baixa temperatura durante a pega e um tempo de reação que pode ser controlado pela adição de aditivos específicos. Além disso, os estudos envolvendo o desenvolvimento da composição do CAC para endodontia tem resultado em melhor fluidez, melhores condições de trabalhabilidade, maior resistência mecânica e reduzida porosidade, quando comparado ao MTA (PANDOLFELLI et.al., 2007 & OLIVEIRA et. al.,2010). Entretanto, poucos estudos têm sido encontrados na literatura sobre outras propriedades do material como a sua capacidade bactericida. É reconhecido que o sucesso de um material biocompatível depende da sua capacidade de evitar contaminação durante a fase de manipulação assim como de inibir o crescimento de microrganismos. A infecção por bactéria começa com a adesão da bactéria seguido da colonização das mesmas. Dessa forma, neste trabalho foram preparadas diferentes composições a partir da mistura de CAC com diferentes compostos (alumina, zircônia, óxido de zinco, hidroxiapatita, fosfato tricálcico, quitosana e colágeno), visando avaliar a viabilidade bacteriana em contato com tais composições quando comparado com produtos comerciais comumente usados na odontologia (MTA e ionômeros de vidro) e ortopedia (PMMA).

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

Os materiais utilizados neste trabalho foram: CACH, produzido pela mistura a seco de cimento de aluminato de cálcio com dispersante poliglicol (Bayer, 0,6%-p) e

plastificante $\text{CaCl}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (Labsynth, 2,8%-p) em moinho de bolas durante 1 hora; e os compostos: (1) alumina calcinada (CT3000SG, Almatis), (2) zircônia monoclinica (CC-10, Saint-Gobain), (3) óxido de zinco (Synth), (4) hidroxiapatita (Sigma-Aldrich 21223), (5) fosfato tricálcico (Cadisa), (6) quitosana (Polymar) e (7) colágeno bovino (tipo I, JBS). Produtos comerciais foram usados como referência sendo eles: cimento ortopédico PMMA (Bio mecânica) e os cimentos odontológicos, MTA branco (Angelus), ionômero de vidro para base e forração (Vidrion F, SS White) e ionômero de vidro para cimentação e restauração (Meron, Voco). Os compostos foram adicionados ao CACH em teores 4%-p, seguido de homogeneização. As misturas foram usadas na preparação das amostras (6 mm de diâmetro x 2 mm de altura) com suspensões aquosas de 80%-p de sólidos. Apenas para colágeno e quitosana foi adicionado 1%-p e utilizado suspensões com 76 e 80%-p de sólidos. Os produtos comerciais foram preparados seguindo recomendações dos fabricantes. O MTA foi preparado usando água (76%-p de sólidos), para Meron e Vidrion foi adicionado pó ao líquido numa razão 1:1 enquanto para o PMMA foi misturado líquido ao pó numa razão 2:1. As amostras, com exceção de Meron, Vidrion e PMMA os quais apresentam cura imediata, foram colocadas em estufa a 37 °C em ambiente saturado durante 48 horas. Após a cura, as amostras foram esterilizadas a seco em estufa a 110 °C por 24 horas, seguido de tratamento em fluxo (UV) durante 20 minutos e usadas nos ensaios bactericidas. Foram utilizadas duas cepas bacterianas padrão da linhagem: (1) *Staphylococcus aureus* (ATCC 25923), Gram-positiva e (2) *Escherichia coli* (ATCC 25922) Gram-negativa. Inicialmente foram preparadas as soluções de meio de cultura e de soluções bacteriana. Para o preparo de 100 mL de solução de meio de cultura Luria Broth (LB, Sigma) foram diluídos 3,7 gramas de meio LB em 100 mL de água destilada seguido de agitação usando agitador magnético até que formasse uma mistura homogênea. Posteriormente, a solução foi autoclavada (121°C, 15 minutos) para esterilização e estocada em uma garrafa de vidro a 37°C. Para o preparo das soluções bacterianas foram utilizados 7 μL de uma solução bacteriana (cultura estoque) e 6 mL de meio de cultura LB estéril e armazenados em tubos de vidro 18x18 mm (Pyrex®). As soluções bacterianas foram incubadas em estufa (Fanem®) a 37 °C por um período de 24 horas. Para avaliação da ação bactericida, utilizou-se uma placa de 24 poços adicionando-se a cada poço 200 μL de meio LB e 5 μL de solução bacteriana ($\sim 10^6$ unidades formadoras de colônias/ml) seguido de tempo de incubação de 3 horas respeitando-se a taxa de crescimento exponencial, também chamada de fase log do crescimento bacteriano. Em seguida as amostras foram colocadas nos poços em triplicata, seguido de incubação pelo período de 24 h a 37 °C. Poços contendo meio e cultura bacteriana ou apenas meio LB estéril foram utilizados como controle positivo e negativo, respectivamente. Após o período de incubação uma alíquota de 150 μL do sobrenadante de cada poço foi retirada e levada para leitura utilizando o espectrofotômetro SpectraCount® (Packard) com um filtro de 570 nm. Dessa forma, medidas de densidade óptica das amostras (DO) foram analisadas. Após interação das culturas bacterianas com as amostras, estas também

foram fixadas em solução contendo paraformaldeído 4%, glutaraldeído 2,5% e PBS por 2 horas e lavadas duas vezes com PBS. Após este período, as amostras foram desidratadas em solução crescente de acetona (50 - 70 - 90 - 100%) com intervalo de 10 minutos, sendo a última de 30 minutos. Para as amostras comerciais (Merlon, Vidrion F e PMMA) utilizou-se apenas acetona 50% por 10 minutos. Após este período, as amostras foram secas em solução de HMDS (hexamethyldisilazane - Sigma-Aldrich Inc.) e metalizadas em um equipamento Emitech K550X. As análises foram realizadas em microscópio eletrônico de varredura Zeiss EVOMA10.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados de densidade óptica para as amostras em contato com os microrganismos *Staphylococcus aureus* e *Escherichia coli* são apresentados na Figura 1.

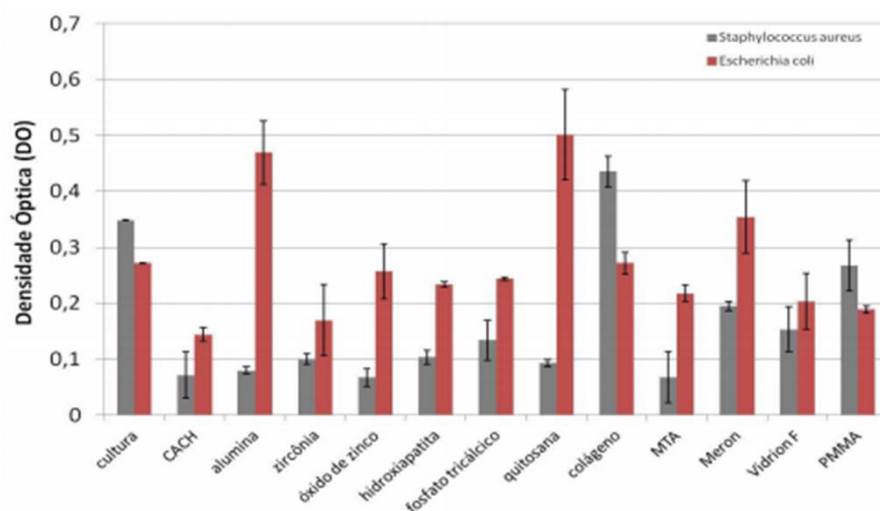


Figura 1. Densidade óptica para as amostras frente aos microrganismos *Staphylococcus aureus* e *Escherichia coli*.

O aumento da biomassa (número de células) total de uma cultura bacteriana pode ser monitorado por medidas da densidade óptica. A absorvância aumenta proporcionalmente ao aumento do número de células na população. Desta forma pode-se observar na Figura acima que as amostras estudadas apresentaram efeito superior quando na presença de *Staphylococcus aureus* quando comparado a *Escherichia coli*. As composições quando em contato com o microrganismo *Staphylococcus aureus* apresentaram absorvâncias inferiores aos da cultura o que mostra uma diminuição da biomassa, com exceção para o colágeno. Este aumento da biomassa nas amostras de colágeno pode estar relacionado ao fato do microrganismo *S. aureus* ser capaz de expressar numerosas proteínas de superfície, denominadas adesinas, que permitem a adesão aos componentes do colágeno (SANTOS et. al., 2007). Em relação aos

materiais comerciais usados como referências, todos apresentaram resultados de absorvência abaixo do valor da cultura, principalmente o MTA. O efeito do MTA já foi relatado na literatura (LIU et. al., 2009), sendo correlacionado aos níveis de alcalinização do meio em contato com o material. Em relação às amostras avaliadas, CACH-óxido de zinco apresentou resultado semelhante ao MTA. Partículas de óxido de zinco vêm sendo adicionadas aos biomateriais por apresentarem um efetivo controle a vários microrganismos e ter a capacidade de mudar os componentes da membrana celular da bactéria e distorcê-la levando à perda do componente intracelular e conseqüentemente à morte (LIU et. al., 2009). Esta redução é de extrema importância uma vez que o *Staphylococcus aureus* (Gram-positiva) é a mais comum e uma das mais antigas bactérias simbiotes do homem, sendo uma bactéria esférica (coccus) que aparece aos pares no exame microscópico, em cadeias curtas ou em cachos similares aos da uva ou em grupos. Sendo que algumas cepas produzem uma toxina proteica altamente termoestável que causa doença em humanos. A *Escherichia coli* é uma bactéria bacilar gram-negativa, que assume a forma de um bacilo e pertence à família das Enterobacteriaceae. São aérobias e anaeróbias facultativas. Não é uma bactéria comum da cavidade bucal, mas pode estar presente principalmente em indivíduos mais velhos ou clinicamente comprometidos. Esses microrganismos têm sido amplamente usados em testes de antibiograma. Ambos são considerados microrganismos controle nestes testes nos quais é avaliado a resistência/sensibilidade de cepas de bactérias frente aos antibióticos. Para a *Escherichia coli*, as amostras que apresentaram valores de absorvência significativamente inferiores ao da cultura foram o CACH puro e com a adição de zircônia. A adição de zircônia vem sendo estudada pela sua capacidade de inibir o nível de colonização bacteriana em sua superfície como já relatado na literatura (MANICONE,2007). Por outro lado, para as amostras CACH-alumina e CACH-quitosana foram obtidos valores muito altos de absorvência. Entretanto, estudo relata efeito positivo da alumina contra microrganismo gram negativos, quando partículas nanométricas são usadas (MUKHERJEE, 2011). A quitosana apresenta mecanismo de ação diferente entre as bactérias gram positivas e gram negativas. A presença de quitosana na membrana das bactérias gram positivas (*S. aureus*) é enfraquecida ou até mesmo fragmentada, enquanto nas gram negativas (*E.coli*) o citoplasma é concentrado e o interstício da célula é ampliado (LIFENG et. Al., 2004). A atividade antimicrobiana da quitosana não tem um mecanismo de ação exato pois varia dependendo de diferentes fatores podendo ser intrínsecos e extrínsecos (TAVARIA et. al, 2013). Outros trabalhos relatados na literatura também tem verificado atividade antimicrobiana do cimento de aluminato de cálcio frente aos microrganismos *Staphylococcus aureus* (SILVA et. al., 2014), *Streptococcus mutans* (UNOSSON et.al.,2012) e *Escherichia coli* (PIRES-DE-SOUZA et.al.,2013) correlacionando seu efeito ao aumento do pH do meio. As análises realizadas em microscópio eletrônico de varredura são apresentadas nas Figuras 2 e 3.

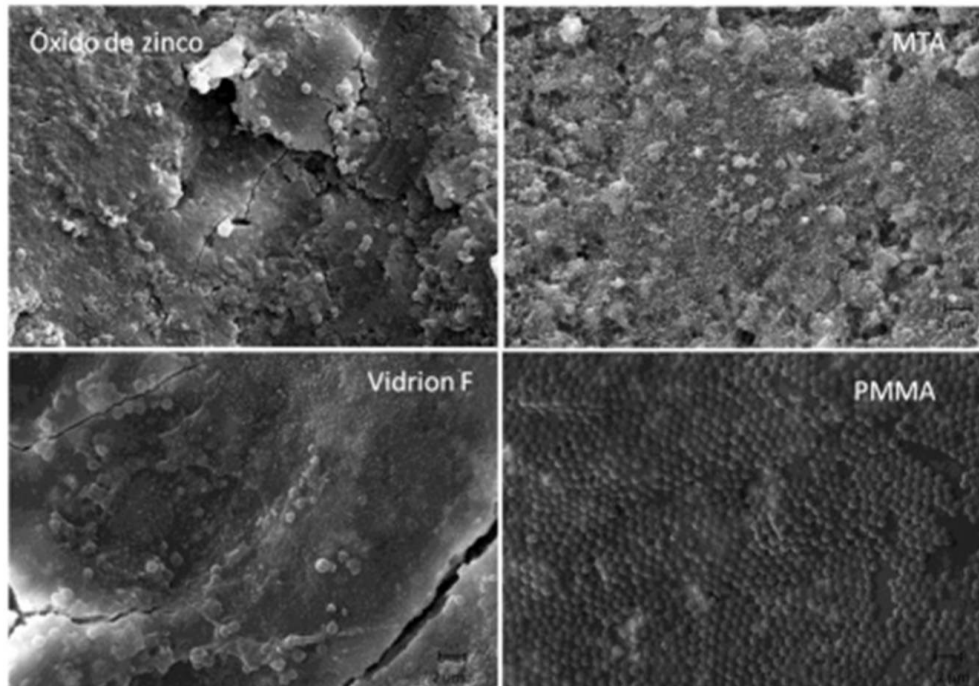


Figura 2: Microscopias eletrônicas de varredura das amostras na presença de *Staphylococcus aureus*

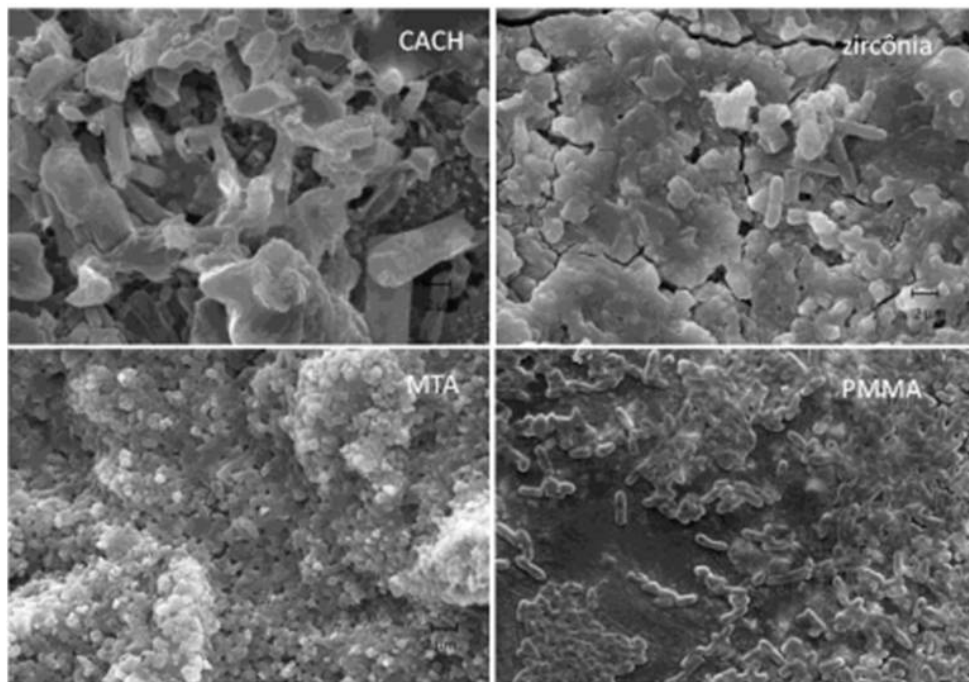


Figura 3: Microscopias eletrônicas de varredura das amostras na presença de *Escherichia coli*.

Pode-se observar na Figura 2 que as micrografias de CACH-ZnO e MTA apresentam uma menor adesão de microrganismos quando comparado com as amostras de Vidrion F e PMMA. Na Figura 3 as micrografias de CACH e CACzircônia também apresentam uma menor adesão quando comparado aos materiais comerciais. Nota-se nos materiais comerciais (MTA e PMMA) que o microrganismo está por toda a amostra apresentando sua forma perfeita de bastonetes.

4 | CONCLUSÃO

O cimento a base de aluminato de cálcio (CACH) apresenta atividade antimicrobiana contra *S. aureus* e *E. coli*. Para o microrganismo *S. aureus*, a composição CACH-ZnO apresenta valores de densidade óptica semelhantes ao material de maior destaque na odontologia (MTA). Para a *Escherichia coli* as composições estudadas assim como os materiais comerciais avaliados não apresentam o mesmo efeito quando comparado a *S. aureus*.

5 | AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Fapesp 2013/22502-8, Fapesp 2013/20054-8, CNPq e Capes pelo suporte financeiro.

REFERÊNCIAS

ALT, C; WONG, L; PARR, C. **Measuring castable rheology by exothermic profile**. *Refractories Appl. and News.*, v.8, p.15-8, 2003.

BORTOLUZZI, E. A.; ARAÚJO, G. S.; GUERREIRO TANOMARU, J. M.; TANOMARU-FILHO M. **Marginal gingiva discoloration by gray MTA: a case report**. *Int. Endodontic J.*, v.33, p.325-7, 2007.

BÜRGER, C. P. Cimento de Aluminato de Cálcio – **Uso em defeitos ósseos induzidos em fêmures de coelhos (*Oryctolagus cuniculus*)**. Dissertação (mestrado), UNESP - Faculdade de Ciências Agrárias e Veterinárias, Jaboticabal, 2010.

ENGQVIST, H.; PERSSON, T.; LOOF, J.; FARIS, A.; HERMANSSON, L. **Chemical stability of a novel injectable bioceramic for stabilisation of vertebral compression fractures**. *Trends. Biomaterial. Artif. Organs.*, v. 21, n. 2, p. 98-106, 2008.

GRONBERG, K. S. **Calcium aluminate cement as dental restorative – Mechanical properties and clinical durability**. Dissertação (mestrado). Universidade Umea, n. 84, Suécia 2004.

JACOBOVITZ, M.; DE LIMA R. K. P. *Int. Endodontic J.*, v.41, p.905-912, 2008.

LIFENG Q.; ZIRONG X.; XIA J.; CAIHONG H.; XIANGFEI Z. **Preparation and antibacterial activity of chitosan nanoparticles**. *Carbo Research*, v. 339, p. 2693- 2700, 2004

LIU, Y.; HE. L.; MUSTAPHA, A.; LI, H.; HU. ZQ.; Lin, M. **Antibacterial Activities of Zinc Oxide Nanoparticles Against *Escherichia Coli* O157:H7**, *J. Appl. Microbiol.*, v.107, p.1193-201, 2009.

MANICONE PF, LOMMETTI PR, RAFFAELLI L. **An overview of zirconia ceramics: basic properties and clinical applications**. *J. of Dentistry*;v.35, p.819–826, 2007.

MUKHERJEE, A.; Et AL. **Antimicrobial activity of aluminium oxide nanoparticles for potential clinical applications**. *Science against microbial pathogens: communicating current research and technological advances* A. Méndez-Vilas.

OLIVEIRA, I.R; PANDOLFELLI, V.C; JACOBOVITZ, M. **Chemical, physical and mechanical properties of a novel calcium aluminate endodontic cement**. *Int. Endodontic J.*, v.43, p.1069-1076, 2010.

ORÉFICE, R. L.; PEREIRA, M. M.; MANSUR, H. S. **Biomateriais: Fundamentos e Aplicações**. Editora Cultura Médica, Rio de Janeiro, Brasil, 2006.

PANDOLFELLI, V.C; OLIVEIRA, I.R; ROSSETTO, H.L; JACOBOWITZ, M. **Composição a base de cimento aluminoso para aplicações em endodontia e produto cimentício obtido**. Registro de patente INPI 0704502-6. Universidade Federal de São Carlos, 2007.

PARKER, K.M; SHARP, J.H. **Refractory calcium aluminate cements**. Brit. Ceram. Trans. J., v.81, p. 35-42, 1982.

PIRES-DE-SOUZA FCP, MORAES PC, GARCIA LFR, AGUILAR FG, WATANABE E, **Evaluation of pH, calcium ion release and antimicrobial activity of a new calcium aluminate cement**. Braz Oral Res., v.4, p.324-330, 2013.

SAHA, S.; PAL, S. **Mechanical properties of bone cement: A review**, J. Biomed. Mater. Res., v.18, p.435-462, 2004.

SANTOS, A. L., ET AL. **Staphylococcus aureus: visitando uma cepa de importância hospitalar**. J Bras Patol Med Lab, v. 43, n. 6, p. 413-423, 2007.

SILVA, E. J. N. L.; ET AL. **Evaluation of cytotoxicity, antimicrobial activity and physicochemical properties of a calcium aluminate-based endodontic material**. J. Appl. Oral. Sci.; v.22, p.61-67, 2014.

TAVARIA, F.K; ET AL; **A quitosana como biomaterial odontológico: estado da arte** Rev. Bras. Eng. Biom. Braz. J. Biom. Eng., v. 29, n. 1, p. 110-120, 2013.

UNOSSON, E.; ET AL. **Antibacterial Properties of Dental Luting Agents: Potential to Hinder the Development of Secondary Caries**. Int. J. Dent., v.2012, p.7, 2012.

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

André Rodrigues Monticeli

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Campus Varginha
Varginha – Minas Gerais

Paulo César Mappa

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Campus Varginha
Varginha – Minas Gerais

Aellington Freire de Araújo

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Campus Varginha
Varginha – Minas Gerais

Emerson Ricky Pinheiro

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Campus Varginha
Varginha – Minas Gerais

Karoline Santos da Silva

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Campus Varginha
Varginha – Minas Gerais

RESUMO: Projeto de experimentos de mistura é uma classe especial de experimentos de superfície de resposta em que o produto sob investigação é composto de vários componentes. O objetivo principal de um projeto de experimentos de mistura é determinar a influência que cada componente possui sobre o produto final. Este trabalho tem por objetivo utilizar a metodologia de projeto de experimentos

de mistura na dosagem de argamassa mista de cimento, cal e areia, otimizando propriedades como trabalhabilidade, retenção de água e resistência de aderência à tração. Neste estudo, criamos um projeto de experimento denominado *simplex centroid*, com pontos adicionais, ajustamos modelos polinomiais para cada propriedade da argamassa para verificar a significância de seus parâmetros. Em seguida, construímos um modelo de otimização para as propriedades físicas da argamassa, utilizando a função *desirability*. Com as proporções obtidas, confeccionamos, em laboratório, a argamassa e analisamos os resultados.

PALAVRAS-CHAVE: Argamassas; Projeto de Experimentos de Misturas; Otimização.

ABSTRACT: Mixture Design of Experiments is a special class of surface response experiments in which the product under investigation is composed of several components. The main purpose of a Mixture Design of Experiments is to determine the influence each component has on the final product. The object this work is to use the methodology of mixture design of experiments in the dosing of mixed mortar of cement, lime and sand, optimizing properties such as workability, water retention and tensile strength. In this study, we created an experiment project called centroid simplex, with additional points, we adjusted polynomial models for each

property of the mortar to verify the significance of its parameters. Next, we constructed an optimization model for the physical properties of the mortar, using the desirability function. With the obtained proportions, we made, in laboratory, the mortar and analyzed the results.

KEYWORDS: Mortar; Mixture Design of Experiments; Optimization.

1 | INTRODUÇÃO

Em geral, argamassa é um material obtido a partir da mistura de agregados miúdos, geralmente areia, aglomerantes inorgânicos e água, em proporções adequadas. É usada sobretudo no assentamento ou revestimento de alvenarias. Estas proporções chamam-se traço, que é, na verdade, as proporções em volume ou massa entre os componentes das argamassas, que pode variar de acordo com a finalidade e as características desejadas.

As argamassas mais comuns são constituídas de cimento, areia e água. Em alguns casos costuma-se adicionar cal, saibro, barro ou resinas, para a obtenção de propriedades especiais.

Neste trabalho, utilizamos a metodologia de planejamento de experimentos com mistura com a função *desirability*, para obtenção da dosagem para argamassa mista de cimento, cal e areia, buscando otimizar as propriedades como trabalhabilidade, retenção de água e densidade de massa.

O Projeto de experimentos de misturas (MDE) é uma classe especial de experimentos de superfície de resposta em que o produto sob investigação é composto de vários componentes ou ingredientes. O objetivo principal de um projeto de experimentos de misturas é determinar a influência que cada componente possui sobre o produto final (OLIVEIRA *et al.*, 2011).

Com a função *desirability* é possível transformar um problema de otimização multivariado, em um problema univariado, fazendo transformações em cada variável resposta, em um valor desejável, de 0 a 1. (Monticeli *et al.*, 2017)

A análise do experimento é facilitada com o uso da Metodologia de Superfície de Resposta. A Metodologia de superfície de resposta (MSR), é uma coleção de técnicas matemáticas e estatísticas usadas para modelar e analisar problemas onde a resposta de interesse é influenciada por muitas variáveis para alcançar um valor ótimo (MYERS E MONTGOMERY, 2002).

Segundo Cornell (2002), as principais considerações relacionadas com a exploração da superfície de resposta sobre a região simplex são: (i) a escolha de um modelo adequado para a aproximação da superfície sobre a região de interesse; (ii) o teste da adequação do modelo que represente a superfície de resposta.

Este artigo está organizado da seguinte forma: Na seção 2, uma abordagem sobre projeto de experimentos de mistura e a função *desirability* são apresentadas. Na seção 3, temos o resultado dos experimentos com algumas discussões e, na seção 4,

algumas conclusões.

2 | PROJETO DE EXPERIMENTO DE MISTURA (MDE)

Em experimentos com misturas, a soma das proporções dos componentes ou ingredientes deve ser igual a 100%, ou seja, em uma mistura de componentes temos

$$\sum_{i=1}^q x_i = 1 \quad (1)$$

onde x_i representa a proporção do i -ésimo componente, com $0 \leq x_i \leq 1$.

O espaço formado pelos experimentos de mistura de componentes é descrito como um sistema de coordenadas *simplex*. A distribuição dessas coordenadas de modo uniforme sobre o *simplex* é conhecida como *lattice* (Cornell, 2002).

Por exemplo, para uma mistura de dois componentes, o *simplex* será uma linha. Quando existem três componentes na mistura, o espaço geométrico *simplex* será um triângulo equilátero. Para um experimento com quatro componentes, o *simplex* será um tetraedro. Na Figura 1, temos um exemplo de um *simplex* de três componentes.

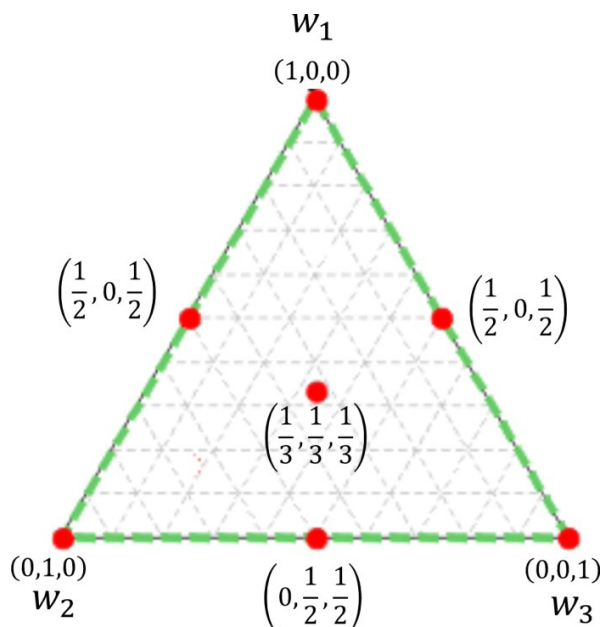


Figura 1: Sistema de coordenadas *simplex* com três componentes

Os vértices do *simplex*, ou triângulo, representam as misturas puras. Os pontos interiores do triângulo representam as misturas nas quais nenhum dos três componentes está ausente, ou seja, $w_i > 0$, para $i = 1, 2$ e 3 . O ponto que está no centro do *simplex* é chamado de centroide, este ponto corresponde à mistura com iguais

proporções de cada componente.

Frequentemente existem situações em que algumas das proporções, w_i , são restritas a um limite inferior e/ou limite superior. Assim, estas restrições podem ser escritas como (2),

$$0 \leq L_i \leq w_i \leq U_i \leq 1, \quad 1 \leq i \leq q \quad (2)$$

onde L_i é o limite inferior e U_i é o limite superior.

Os limites inferiores, L_i , são necessários quando se deseja que qualquer um dos componentes esteja presente na mistura. Já os limites superiores, U_i , são necessários quando a mistura não pode conter mais do que uma dada proporção de um componente (MYERS E MONTGOMERY, 2002). É conveniente transformar estas proporções em “pseudocomponentes”.

Os pseudocomponentes são definidos em termos dos componentes originais e seus limites inferiores/superiores. Considerando um experimento com q componentes e $L_i \geq 0$, sendo w_i a proporção do componente i , a transformação para pseudocomponente é feita pela equação (3).

$$w'_i = \frac{w_i - L_i}{1 - L} \quad (3)$$

onde $L = \sum_{i=1}^q L_i < 1$.

Quando duas ou mais proporções são limitadas superiormente, Crosier (1984) define o pseudocomponente como (4).

$$u_i = \frac{U_i - w_i}{U - 1}, \quad i = 1, 2, \dots, q \quad (4)$$

onde $U = \sum_{i=1}^q U_i < 1$.

A região mostrada na Figura 2 é um *simplex* bidimensional nos pseudocomponentes w'_i onde $w'_1 + w'_2 + w'_3 = 1$.

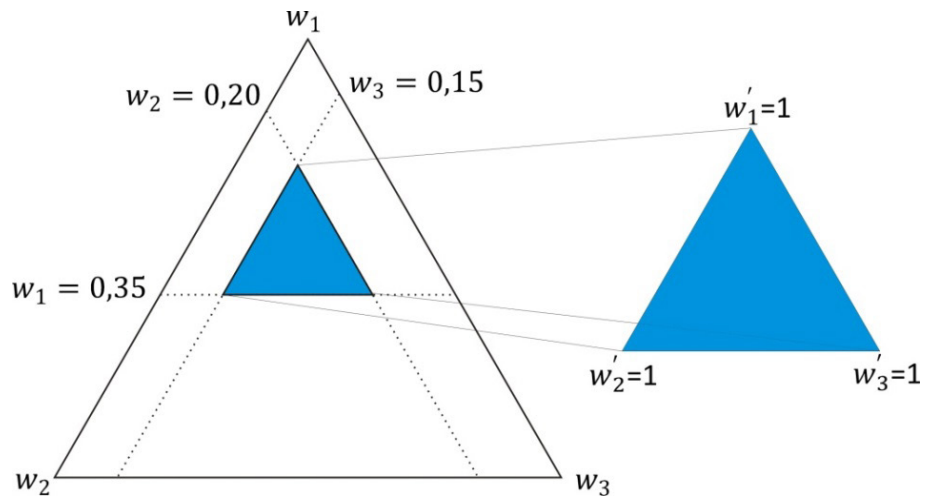


Figura 2: Sub-região do *simplex* original redefinido como um pseudocomponente para w'_1 , w'_2 e w'_3 .

A análise do experimento é facilitada com o uso da Metodologia de Superfície de Resposta (MSR).

Na metodologia de superfície de resposta, é preciso escolher um modelo adequado para a aproximação da superfície sobre a região de interesse. De um modo geral, funções polinomiais de baixa ordem são modelos ideais que descrevem bem a superfície em análise.

Na Tabela 1, apresentamos alguns modelos para um projeto de experimento com três componentes.

Modelo	Equação
Linear:	$y = \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \beta_3 x_3$
Quadrático:	$y = \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \beta_3 x_3 + \beta_{12} x_1 x_2 + \beta_{13} x_1 x_3 + \beta_{23} x_2 x_3$
Cúbico especial:	$y = \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \beta_3 x_3 + \beta_{12} x_1 x_2 + \beta_{13} x_1 x_3 + \beta_{23} x_2 x_3 + \beta_{123} x_1 x_2 x_3$

Tabela 1: Modelos usados em Projeto de Experimentos de Mistura

Após a obtenção do polinômio que representa a superfície de resposta, é necessário definir indicadores para analisar o quão bem o modelo é capaz de representar a superfície. Segundo Oliveira (2009), a primeira propriedade é a de verificar se o polinômio é capaz de explicar as variações nos conjuntos de respostas, ou seja, se o número de termos presente no modelo é suficiente para torná-lo adequado à superfície de resposta. Conforme Monticeli (2016), esta verificação pode ser feita através do coeficiente de determinação R^2 , que é calculado pela equação (5)

$$R^2 = \frac{SSR}{SST} \quad (5)$$

onde

$$SSR = \sum_{i=1}^N (\hat{y}_i - \bar{y})^2$$

$$SST = \sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})^2 \quad (6)$$

\hat{y}_i é o valor previsto para a resposta considerando o i-ésimo experimento utilizando o polinômio. O termo y_i é o valor da variável de resposta para o i-ésimo experimento e \bar{y} é a média geral dos valores assumidos pela variável resposta considerando todos os experimentos realizados.

Um teste estatístico para verificar os termos do polinômio pode ser feito. Este teste pode evitar que o polinômio tenha um grau excessivamente elevado, quando na verdade um polinômio com grau menor pode representar muito bem a superfície de resposta (MONTICELI, 2016).

As hipóteses são as seguintes:

H_0 : A resposta não depende dos componentes da mistura

H_1 : A resposta depende dos componentes da mistura

Quando a hipótese nula é verdadeira, todos os componentes lineares são iguais a um valor constante e os outros termos são iguais a zero. O teste da hipótese nula é feito através do parâmetro F, calculado pela equação (7).

$$F = \frac{\frac{SSR}{(p-1)}}{\frac{SSE}{(N-p)}} \quad (7)$$

Sendo,

$$SSE = \sum_{i=1}^N (y_i - \hat{y})^2 \quad (8)$$

O grau de liberdade é o número de parâmetros que são estimados pelo modelo, por exemplo, um polinômio de grau 2 terá 6 parâmetros: $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_{12}, \beta_{13}$ e β_{23} é o

número de observações. O valor determinado de F é comparado com $F_{(p-1, N-p, \alpha)}$ tabelado. A hipótese nula é rejeitada a um nível de significância α , se $F_{(p-1, N-p, \alpha)}$.

2.1 Otimização pelo MDE

Na otimização pelo MDE, o problema mais comum consiste em otimizar as variáveis de resposta do experimento. As variáveis de resposta (y_i) que se deseja otimizar, são dependentes das variáveis de entrada, w_i , as quais representam as proporções de cada componente da mistura. A relação entre y_i e w_i é obtida por meio da análise do experimento de misturas e o objetivo da otimização consiste em maximizar e/ou minimizar cada variável de resposta y_i . A solução para esse problema não é trivial. Uma estratégia bastante eficiente para encontrar a solução para este problema é a Função *Desirability*, desenvolvida por Derringer e Suich (1980).

2.1.1 Função *Desirability*

A função *desirability* envolve a transformação de cada variável resposta estimada \hat{y}_i para um valor desejável individual, d_i , onde $0 \leq d_i \leq 1$. A *desirability* individual é combinada através da média geométrica simples, conforme (9), ou através da média geométrica ponderada dada pela equação (10). Estes pesos, z_i , revelam a importância de cada propriedade em relação às demais do processo de otimização multiobjetivo.

$$D = \left(\prod_{i=1}^k d_i \right)^{\frac{1}{k}} = (d_1 \times d_2 \times \dots \times d_k)^{\frac{1}{k}} \quad (9)$$

$$D = \left(\prod_{i=1}^k d_i^{w_i} \right)^{\frac{1}{\sum_{i=1}^k w_i}} = (d_1^{z_1} \times d_2^{z_2} \times \dots \times d_k^{z_k})^{\frac{1}{\sum_{i=1}^k z_i}} \quad (10)$$

onde k é o número de variáveis de resposta e o valor de D mede a *desirability* total, ou seja, a combinação das *desirability* individuais para cada nível de resposta e seu valor está no intervalo $[0, 1]$. Vale destacar que, se qualquer $d_i = 0$, ou seja, quando uma variável não consegue atingir o valor ótimo, a *desirability* geral é zero, isto é, $D = 0$, significando que não foram encontrados, simultaneamente, valores para w_1, \dots, w_p que otimizam y_1, \dots, y_k (Monticeli *et al.*, 2017).

No caso de minimizar uma variável resposta, (y), utiliza-se as transformações de variáveis conforme a equação (11) e para maximizar uma variável resposta (y), utiliza-se a equação (12) (DERRINGER E SUICH, 1980).

$$d[y] = \begin{cases} 0 & \text{se } y > H_i \\ \left[\frac{H_i - y}{H_i - T_i} \right]^t & \text{se } L_i \leq y \leq T_i \\ 1 & \text{se } y < T_i \end{cases} \quad (11)$$

$$d[y] = \begin{cases} 0 & \text{se } y < L_i \\ \left[\frac{y - L_i}{T_i - L_i} \right]^t & \text{se } L_i \leq y \leq T_i \\ 1 & \text{se } y > T_i \end{cases} \quad (12)$$

Também pode-se desejar que uma variável resposta, (y), atinja um alvo. Neste caso, a função *desirability*, conforme definida por Derringer e Suich (1980), é calculada pela equação (13).

$$d[y] = \begin{cases} \left[\frac{\hat{y}_i - A_i}{B_i - A_i} \right]^r, & \text{se } A_i \leq \hat{y}_i \leq B_i \\ \left[\frac{\hat{y}_i - C_i}{B_i - C_i} \right]^s, & \text{se } B_i \leq \hat{y}_i \leq C_i \\ 0 & \text{se } \hat{y}_i < A_i \text{ ou } \hat{y}_i > C_i \end{cases} \quad (13)$$

Assim, com a determinação da *desirability* total, o problema de otimização multivariado fica reduzido a um problema univariado, conforme a equação (14), baseada em Oliveira *et al.* (2011).

$$\begin{aligned} \text{Max} \quad & D \\ \text{Sujeito a:} \quad & d^{n+1}(y_i) \geq D, \quad i = 1, 2, \dots, k \\ & D \geq 0 \\ & w \in \Omega \end{aligned} \quad (14)$$

sendo $D^{n+1}(y_i)$ a função *desirability* de Y_i na $(n+1)^{\text{th}}$ iteração; D é o valor mínimo da *desirability* definido no início do modelo iterativo de minimização; $w \in \Omega$ denota toda a região definida no início do processo.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste trabalho utilizamos a metodologia MDE e a função *desirability* para encontrar a dosagem ótima para uma argamassa de revestimento. O objetivo foi maximizar a retenção de água e a densidade de massa e, para a trabalhabilidade, atingir o alvo (*target*). Assim, temos um problema de otimização multiobjetivo. A função *desirability* foi utilizada para reduzir o problema multivariado para um problema univariado, e assim, obter a dosagem ideal.

A argamassa produzida em laboratório, utilizando projeto de experimento de misturas, foi composta por três ingredientes: cimento, cal e areia. Os limites desses componentes, em massa, estão descritos na Tabela 2.

Limite inferior	Componente	Limite superior
6%	Cimento	19%
6%	Cal	19%
75%	Areia	88%

Tabela 2: Limites para os componentes da argamassa: cimento, cal e areia.

Construímos o planejamento de experimento de mistura *simplex centroid* com um ponto central e pontos interiores, totalizando 10 pontos. Na Figura 3 temos o *simplex* do experimento.

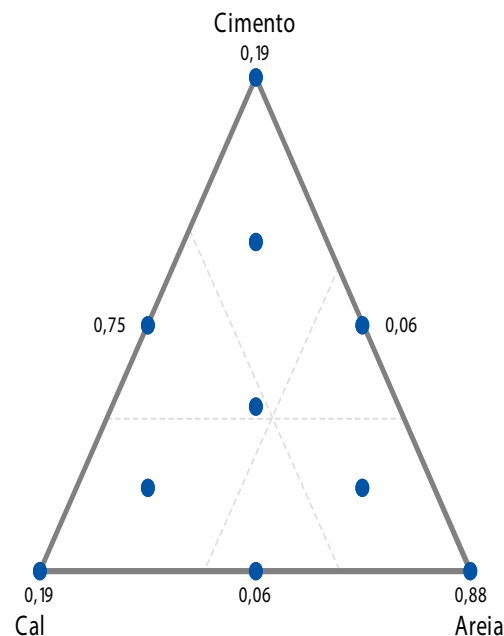


Figura 3: Simplex do MDE.

As argamassas produzidas foram avaliadas quanto à trabalhabilidade e retenção e água e a densidade de massa, conforme NBR NM 52/2009.

Na Tabela 3 apresentamos um resumo dos dados obtidos nos experimentos, para cada proporção realizada, e na Tabela 4, os modelos ajustados para cada propriedade.

Proporções (%)			Propriedades avaliada		
Cimento	Cal	Areia	Retenção de água (%)	Trabalhabilidade	Densidade de massa
0,125	0,060	0,815	87,0013	26,5000	1921,4724
0,082	0,082	0,837	67,6698	26,3333	1908,7117
0,103	0,103	0,793	79,4013	25,6667	1906,5031

0,125	0,125	0,750	89,2362	26,1667	1947,4847
0,060	0,060	0,880	63,9036	25,8333	1884,1718
0,060	0,190	0,750	89,2507	26,3333	1910,6748
0,147	0,082	0,772	74,9775	26,5000	1980,1227
0,082	0,147	0,772	84,3181	25,5000	1883,4356
0,190	0,060	0,750	73,8934	26,1667	1998,7730
0,060	0,125	0,815	77,1258	25,8333	1903,8037

Tabela 3: Média dos resultados obtidos nos experimentos, por proporções.

Propriedade	Modelo	R ²	Equação
Retenção de água	Cúbico especial	0,9043	$y = -8428,12x_1 - 5359,98x_2 - 129,519x_3 + 101402x_1x_2 + 11991,9x_1x_3 + 8079,54x_2x_3 - 132811x_1x_2x_3$
Trabalhabilidade	Linear	0,9414	$y = 28,8098x_1 + 25,3910x_2 + 25,8184x_3$
Densidade de massa	Linear	0,8682	$y = 2701,86x_1 + 1956,85x_2 + 1819,05x_3$

Tabela 4: Modelos polinomiais ajustados.

Após a obtenção dos modelos, utilizamos a função *desirability* para maximizar a retenção de água e a densidade de massa, e a propriedade trabalhabilidade em atingir o alvo de 26, número este definido baseado em NBR 13276/2016. Apresentamos o resultado obtido na Figura 4.

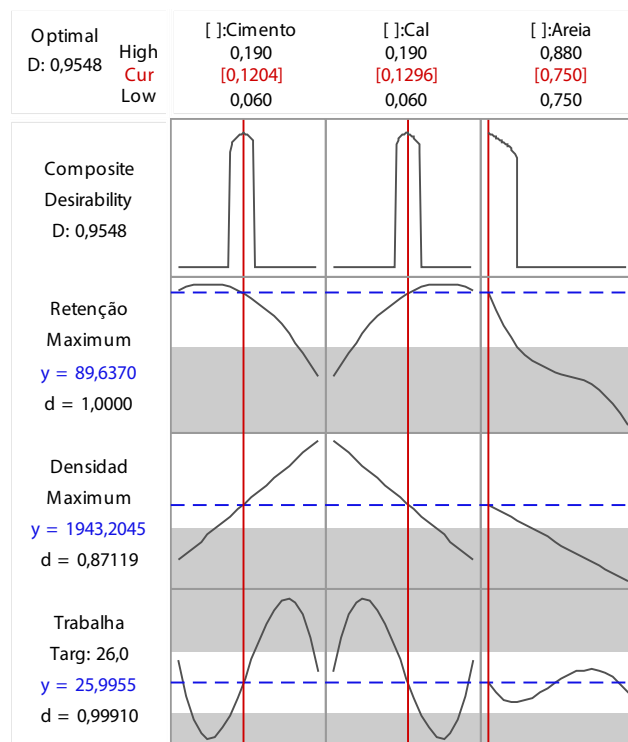


Figura 4: Resultado ótimo obtido pela função desirability.

Na Figura 4, podemos ver que, aumentando a proporção de cimento, a

propriedade retenção de água é reduzida, porém a propriedade densidade de massa e a propriedade trabalhabilidade aumenta. Analisando a componente cal, aumentando a proporção na argamassa, há um aumento na retenção de água, mas reduz a densidade de massa e a trabalhabilidade. A melhor combinação, que chamamos de dosagem ótima é, 12,04% para cimento, 12,96% para cal e 88% para areia.

Para validar o método, uma nova argamassa foi feita e as propriedades medidas. A comparação do resultado obtido através da função *desirability* com a argamassa feita no laboratório está apresentado na Tabela 5.

	Retenção de água	Densidade de massa	Trabalhabilidade
Função <i>desirability</i>	89,6370	1943,2045	25,9955
Realizado no laboratório	89,8875	1985,2761	26
Diferença (%)	0,2795%	2,1651%	0,0173%

Tabela 5: Comparação entre função *desirability* e argamassa experimental.

Pelo resultado obtido, podemos concluir que a metodologia proposta foi satisfatória.

4 | CONCLUSÃO

Neste estudo aplicamos ferramentas estatísticas na dosagem de argamassas para revestimento. Vimos que é possível aplicar a metodologia de planejamento de experimentos com misturas para modelar o comportamento das propriedades das argamassas, e utilizar tais modelos para obter uma dosagem ótima, utilizando a função *desirability*. Também é possível, através da função *desirability*, fazer análise de sensibilidade em cada componente, o que facilita a compreensão do quanto a proporção de cada componente (cimento, cal e areia) altera as propriedades das argamassas.

Como trabalho futuro, pretendemos verificar se reduzindo o número de traços, neste trabalho foram 10 traços, a metodologia ainda será eficiente; além de explorar mais a análise de sensibilidade da função *desirability*.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NB 53**: Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13276**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro, 2016.

CORNELL, J. **Experiments with Mixtures**. 3rd editions. John Wiley & Sons, New York, 2002.

CROSIER, R.B. Mixture experiments: geometry and pseudocomponents. **Technometrics**, v. 26, n. 3, p. 209-216, 1984.

DERRINGER, G.; SUICH, R. Simultaneous-Optimization of Several Response Variables. **Journal of Quality Technology**, v. 12, n. 4, p. 214–219, 1980.

MONTICELI, A. R., BALESTRASSI, P. P., DE SOUZA, A. C. Z, LEME, R. C., DE PAIVA, A. P. Mixture design of experiments on portfolio optimisation of power generation. **IET Generation, Transmission & Distribution**, v. 11, n. 2, p. 322–329, 2017.

MONTICELI, A. R. **Delineamento de Experimento de Mistura na Otimização de Portfólios de Geração de Energia Elétrica** (Tese de doutorado) – Instituto de Engenharia de Produção, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, 2016.

MYERS, R.H.; MONTGOMERY, D.C. **Response surface methodology: Process and Product Optimization Using Designed Experiments**. 2 Ed., John Wiley & Sons, New York, NY, 2002.

OLIVEIRA, F. A. DE; PAIVA, A. P. DE; LIMA, J. W. M.; BALESTRASSI, P. P.; MENDES, R. R. A. Portfolio optimization using Mixture Design of Experiments: Scheduling trades within electricity markets. **Energy Economics**, v. 33, n. 1, p. 24–32, 2011.

OLIVEIRA, E. **Estratégia de comercialização de energia elétrica através da otimização de portfólios de contratos utilizando projetos de experimentos de misturas** (Tese de doutorado) – Instituto de Engenharia Elétrica, Universidade Federal de Itajubá, 2009.

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

Universidade Federal do Rio de Janeiro
Rio de Janeiro – RJ

Paula de Oliveira Ribeiro

Escola de Engenharia de São Carlos/Universidade
de São Paulo
São Carlos – SP

RESUMO: Nas vigas, em geral, as solicitações predominantes são o momento fletor e a força cortante. No dimensionamento de uma viga de concreto armado, geralmente o primeiro cálculo feito é o de determinação das armaduras longitudinais, seguido pelo cálculo da armadura transversal. Diferentes modelos foram desenvolvidos para análise de vigas de concreto sob força cortante, sendo que o modelo de treliça é o que ainda se destaca. O modelo se baseia na analogia entre uma viga fissurada e uma treliça. O funcionamento como treliça ocorre em virtude da intensa fissuração da viga nas proximidades do ELU. Como as diagonais comprimidas são delimitadas pelas fissuras, o ângulo θ de inclinação das bielas é dado pela inclinação das fissuras. A ABNT NBR 6118 (2014) prescreve duas condições de cálculo de armadura de cisalhamento em vigas, o Modelo I onde o θ é tomado igual a 45° e o Modelo II, com θ entre 30° e 45° . Em geral, cabe ao engenheiro adotar um certo valor

para o ângulo de biela dentro das prescrições normativas. Tendo em vista a importância da adoção de um determinado ângulo de biela para o dimensionamento ao cortante, o presente trabalho trata da busca do θ que irá conduzir ao menor consumo de armadura em um caso específico.

PALAVRAS-CHAVE: Vigas; cortante; bielas.

ABSTRACT: In beams, in general, the predominant stresses are the bending moment and the shearing force. In the design of a reinforced concrete beam, generally the first calculation is the determination of the longitudinal reinforcement, followed by the calculation of the transverse reinforcement. Different models were developed for the analysis of concrete beams under shear force, and the trellis model is what still stands out. The model is based on the analogy between a cracked beam and a lattice. The trellis operation occurs due to the intense cracking of the beam near the ELU. As the compressed diagonals are delimited by the cracks, the inclination angle θ of the connecting rods is given by the inclination of the cracks. ABNT NBR 6118 prescribes two conditions for calculation of shear reinforcement in beams, Model I where θ is taken equal to 45° and Model II, with θ between 30° and 45° . In general, the engineer having to adopt a certain value for the connecting rod angle within the normative

prescriptions. Considering the importance of adopting a particular connecting rod angle for shear design, the present work deals with the search of the θ that claws the least consumption of armor in a specific case.

KEYWORDS: Beams; shear; connecting rods.

1 | INTRODUÇÃO

O procedimento empregado no dimensionamento de elementos de vigas de concreto armado geralmente sugere a determinação da armadura de flexão, calculadas pelos momentos máximos, seguindo daquelas resistentes às forças cortantes. A primeira é disposta longitudinalmente na estrutura e a segunda na direção transversal. A norma brasileira de projeto de estruturas de concreto, NBR 6118 (2014), propõe a adoção de dois modelos de cálculo da armadura transversal, ambos baseados na analogia de treliça. O modelo I é fundamentado na treliça clássica de Ritter- Morsch e no modelo II a treliça generalizada (BASTOS, 2017). Em síntese, a analogia de treliça de Ritter- Morsch é viabilizada admitindo que o comportamento de uma viga biapoiada após fissurada é similar ao de uma treliça. O modelo é adotado por normas nacionais e internacionais por sua simplicidade e suficiente precisão, sendo propostas apenas melhorias em pesquisas posteriores (PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS, 2003).

A ruptura por efeito de força cortante é iniciada após o surgimento de fissuras inclinadas, portanto um dos passos iniciais consiste em dispor os estribos de modo a “costurá-las”. Este cuidado evita a ruptura precoce, que para o caso geral, onde são empregados estribos verticais, ocorrerá quando o espaçamento for maior que o braço de alavanca da viga. Diversas variáveis influenciam na ruptura, tais como dimensões da viga, resistência do concreto, geometria e tipo de carregamento (BASTOS, 2017) (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2014).

O comportamento de uma viga submetida ao cisalhamento é regido essencialmente pela geometria da seção transversal da peça. A fissuração conduz à redistribuição dos esforços de maneira proporcional a rigidez das diagonais e do banzo comprimidos, que naturalmente é função das armaduras longitudinal e transversal. No entanto, o fator predominante é a relação α , Figura 1, que expressa as áreas do banzo e diagonais comprimidos. Quanto menor for a relação α , maior a inclinação da força no banzo comprimido e menor o ângulo de inclinação das bielas (θ). O ângulo θ assume valor próximo de 30° quando α (seção retangular) tendendo para 45° se α (seções tipo T e I, por exemplo). Vigas cuja inclinação das bielas é inferior a 45° conduzem a menor esforço de tração na alma (LEONHARDT; MONNING, 1982).

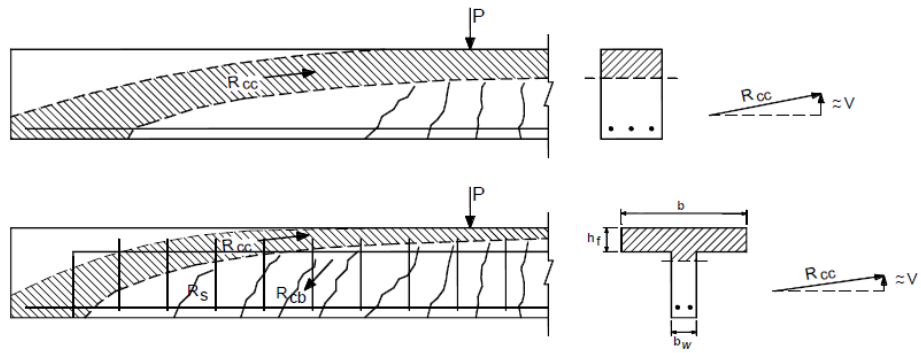


Figura 1 - Inclinação do banço comprimido em direção ao apoio em viga de seção retangular e T

Fonte: Leonhardt e Monning, 1982.

2 | FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Analogia de treliça

O dimensionamento ao esforço cortante segundo a ABNT NBR 6118 (2014) admite dois modelos de cálculo fundamentados na analogia de treliça associados a mecanismos resistentes complementares desenvolvidos no interior do elemento estrutural e traduzidos por uma componente adicional V_c . O modelo I faz uso da treliça clássica, de Ritter-Mörsch, onde o ângulo de inclinação das bielas de compressão (Θ) é fixo e igual a 45° . No modelo II é utilizada a treliça generalizada, com Θ variando livremente entre 30° e 45° .

Considerando o modelo de cálculo I, as hipóteses da norma brasileira para a treliça clássica assumem que a estrutura é isostática, possui os banços paralelos e a inclinação dos estribos (α) varia entre 45° e 90° . A equação do cálculo da armadura necessária para resistir ao esforço cortante é deduzida a partir da Figura 2.

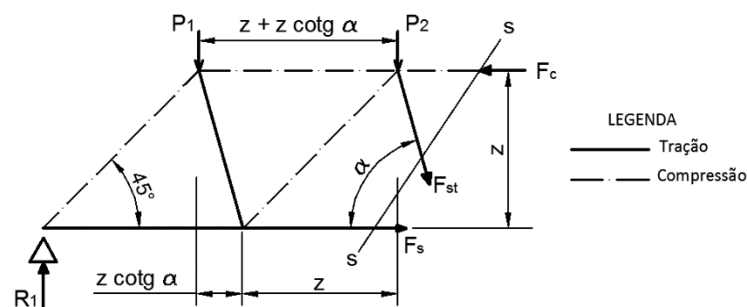


Figura 2. Treliça clássica de Ritter-Mörsch

Fonte: Autor, 2019.

Onde:

F_{at} : resultante das tensões nas barras da armadura transversal;

F_c : resultante das tensões no concreto no banzo comprimido;

F_s : resultante das tensões na armadura transversal de tração.

Pelo equilíbrio das forças na vertical, obtém-se:

$$\sum F_y = 0 \quad (1)$$

$$R_1 - P_1 - P_2 = F_{at} \cdot \text{sen}(\alpha) \quad (2)$$

Considerando o Estado Limite Último (ELU), a resultante nas barras da armadura transversal é dada por:

$$F_{at} = A_{sw} \cdot n \cdot f_{yd} \quad (3)$$

Sendo:

A_{sw} : área da seção transversal de cada barra da armadura transversal;

n : número de barras utilizadas;

f_{yd} : tensão de escoamento do aço.

De acordo com a Figura 2, o número de barras utilizadas (n) é igual ao comprimento $z + z \cdot \cot \alpha$ dividido pelo espaçamento entre os estribos (s). O esforço cortante solicitante de cálculo é a componente vertical da resultante das tensões nas barras de armadura transversal, ou seja:

$$V_{sd} = F_{at} \cdot \text{sen} \alpha \quad (4)$$

Substituindo a Eq. (3) na Eq. (4), obtém-se:

$$V_{sd} = A_{sw} \cdot \frac{z(1 + \cot \alpha)}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{sen} \alpha \quad (5)$$

Assumindo $z = 0,9d$ e generalizando a Eq. (5) para qualquer valor de ângulo de biela Θ , tem-se:

$$V_{sd} = A_{sw} \cdot \frac{0,9d(\cot \theta + \cot \alpha)}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{sen} \alpha \quad (6)$$

Por simples manipulação da Eq. (6) é possível calcular a armadura transversal por metro, conforme a Eq. (7).

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd}}{0,9d(\cot \theta + \cot \alpha) \cdot f_{yd} \cdot \text{sen} \alpha} \quad (7)$$

Algumas imperfeições são verificadas na analogia de treliça, a saber: a treliça é hiperestática; $\Theta < 45^\circ$ em regiões com maior cortante; parte do esforço cortante é absorvido na zona comprimida; os banzos não são paralelos; as bielas de concreto (compressão) estão parcialmente engastadas na ligação com o banzo superior; as bielas são mais rígidas que as diagonais tracionadas, absorvendo maior parcela do esforço cortante do que a determinada pelo modelo de treliça clássica; a taxa de armadura longitudinal influi no esforço da armadura transversal. Para corrigir o modelo de treliça clássica, a NBR 6118 (2014) propõe a parcela V_c (parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça). Portanto, deve-se subtrair o valor V_c do esforço solicitante de cálculo V_{sd} .

2.2 Ângulo da biela que minimiza o volume de aço

De início ressalta-se que a armadura de flexão devido ao momento fletor não é influenciada pelo ângulo da biela. Portanto, a minimização do volume de aço é função apenas da armadura de cisalhamento (V_{st}) e do acréscimo de armadura de flexão (V_{flex}) devido a decalagem. Logo, o volume total de aço em função do ângulo da biela será:

$$V(\theta) = V_{st} + V_{flex} \quad (8)$$

O cálculo de $V(\Theta)$ é dividido em duas etapas, na primeira é calculada a armadura de cisalhamento e na segunda o acréscimo da armadura de flexão por efeito da decalagem.

a. Volume da armadura de cisalhamento

O volume de estribos é dado pela multiplicação do comprimento de cada estribo, pela área da seção transversal, vezes o número de estribos. Como a área de armadura é dada por metro, o número de estribos vezes a área da seção transversal é obtida pela multiplicação da taxa de armadura (A_{sw}/s) pelo comprimento em que o estribo está distribuído (L_{faixa}) vezes o comprimento de cada estribo (l_{est}). Logo, o volume total de aço usado nos estribos é:

$$V_{st} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot L_{faixa} \cdot l_{est} \quad (9)$$

Substituindo a Eq. (7) na Eq. (9), obtém-se:

$$V_{st} = \left(\frac{V_{sd}}{0,9d(\cot \theta + \cot \alpha) \cdot f_{yd} \cdot \text{sen} \alpha} \right) \cdot L_{faixa} \cdot l_{est} \quad (10)$$

Acréscimo da armadura longitudinal pelo efeito da decalagem

As forças resultantes de tração e compressão atuantes na seção transversal podem ser calculadas a partir dos valores de F_{sd} e F_{wd} , conforme apresentado na Figura 3.

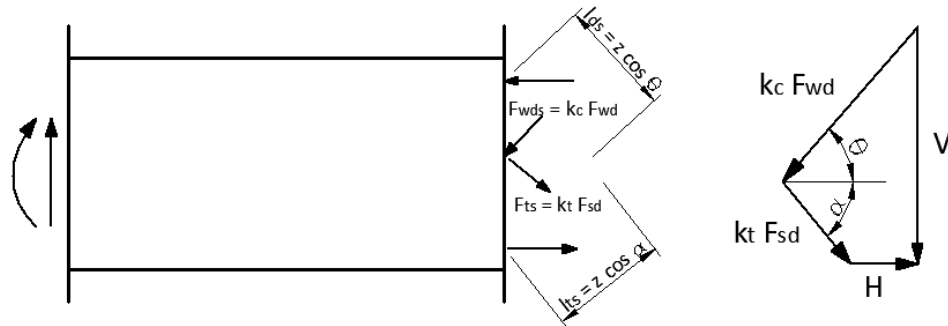


Figura 3. Forças atuantes na seção transversal

Fonte: Shehata, 2005.

Sendo:

$$k_c = \frac{\cot \theta}{\cot \theta + \cot \alpha}$$

$$k_t = \frac{\cot \alpha}{\cot \theta + \cot \alpha}$$

Pelo polígono de forças apresentado na Figura 3, obtém-se o valor de H, que é carga horizontal resultante da diferença entre os banzos tracionados e comprimidos.

$$H = k_c F_{wd} \cos \theta - k_t F_{st} \cos \alpha = V(\cot \theta - \cot \alpha) \quad (11)$$

A carga H é responsável pelo acréscimo de armadura de flexão na viga, sendo que metade dessa carga vai para o banzo tracionado e outra metade vai para o banzo comprimido, proporcionando alívio da tensão no concreto.

A área de armadura longitudinal que deve ser acrescida devido ao efeito da decalagem será:

$$A_{s,af} = \frac{H}{2} \cdot \frac{1}{f_{yd}} = \frac{V(\cot \theta - \cot \alpha)}{2f_{yd}} \quad (12)$$

O volume de aço é dado por:

$$V_{flex} = A_{s,ad} \cdot L_{ad} \Rightarrow V_{flex} = \frac{V(\cot \theta - \cot \alpha)}{2f_{yd}} \cdot L_{ad} \quad (13)$$

Sendo L_{ad} o comprimento da armadura adicional de flexão.

Substituindo a Eq. (10) e a Eq. (13) na Eq. (8), tem-se o volume total de aço que

depende do ângulo Θ .

$$V(\theta) = \left(\frac{V_{sd}}{0,9d(\cot\theta + \cot\alpha) \cdot f_{yd} \cdot \text{sen}\alpha} \right) \cdot L_{faixa} \cdot l_{est} + \frac{V(\cot\theta - \cot\alpha)}{2f_{yd}} \cdot L_{ad} \quad (14)$$

3 | MODELO GEOMÉTRICO

O modelo geométrico abordado em questão é uma viga de concreto armado engastada em uma extremidade e apoiada em outra, Figura 4. As dimensões do elemento estrutural são 6,0 m de comprimento (distância entre os apoios) e seção transversal retangular com largura (b_w) igual a 200 mm e altura (h) de 650 mm. A estrutura está submetida a carga (q) uniformemente distribuída, sendo adotado um valor unitário (1,0 kN/m) para tornar a análise genérica. O aço das armaduras é do tipo CA-50. Os diagramas de esforços atuantes e de força nos estribos é calculado e apresentado na Figura 4.

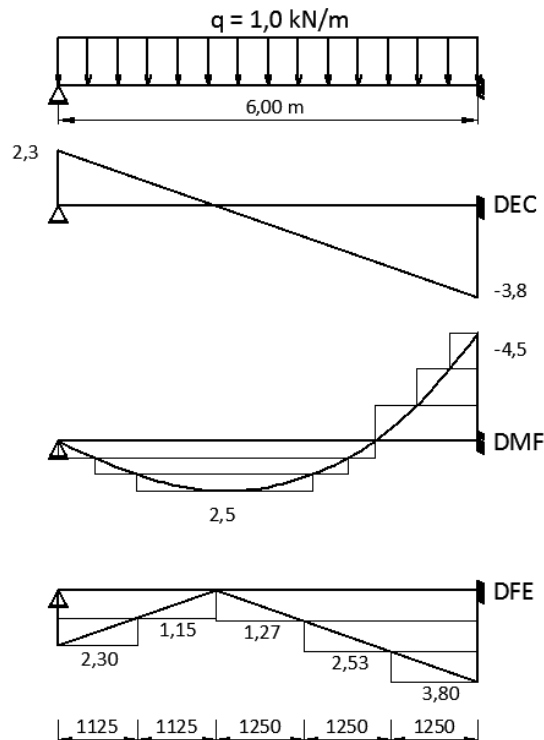


Figura 4. Modelo de viga em estudo

Fonte: Autor, 2019.

4 | RESULTADOS

4.1 Modelo de referência

Para a viga apresentada na seção 3, o comprimento estimado dos estribos, considerando gancho de 5 cm, é:

$$l_{est} = 2 \cdot [(65 - 2 \cdot 2) + (20 - 2 \cdot 2)] + 10 = 164 \text{ cm}$$

Admitindo estribos verticais ($\alpha = 90^\circ$) e utilizando os esforços solicitantes mostrados na Figura 4, calcula-se o volume total de aço (m^3):

$$V(\theta) = \frac{1,125(2,3+1,15) + 1,250(1,27+2,53+3,80)}{500 \cdot 10^3 / 1,15} \cdot \left(\frac{1,64}{0,9 \cdot 0,60 \cdot (\cot \theta + \cot 90) \cdot \text{sen} 90} + \frac{\cot \theta - \cot 90}{2} \right)$$

$$V(\theta) = \frac{9,347 \cdot 10^{-5}}{\cot \theta} + 1,539 \cdot 10^{-5} \cot \theta \quad (15)$$

O gráfico da equação 15 mostra a existência de um determinado valor de Θ que resulta no menor volume de aço a ser empregado no dimensionamento, conforme mostra a Figura 5.

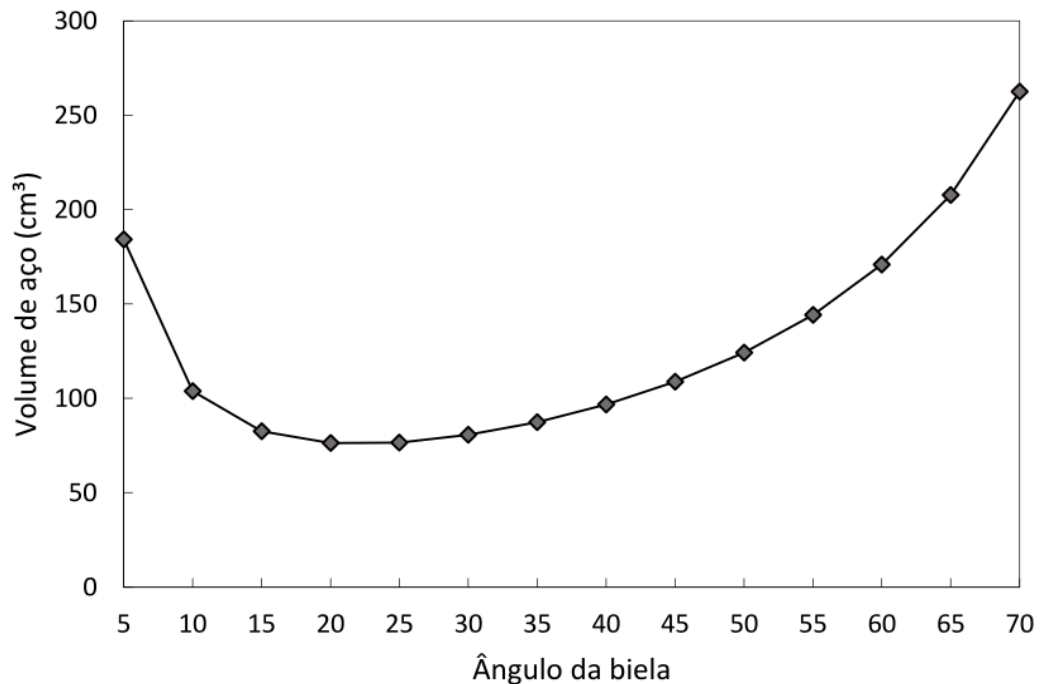


Figura 5. Volume de aço em função do ângulo Θ

Fonte: Autor, 2019.

Para calcular o ângulo que minimiza o volume de aço, basta derivar a Eq. (15):

$$\frac{dV}{d\theta} = 0$$

$$9,347 \cdot 10^{-5} \sec^2 \theta - 1,539 \cdot 10^{-5} \cos^2 \theta = 0$$

$$\text{tg}^2 \theta = \frac{1,539 \cdot 10^{-5}}{9,347 \cdot 10^{-5}} \therefore \theta = 22,08^\circ$$

Portanto, para exemplo estudado o valor do ângulo da biela que minimiza o consumo de aço é $\Theta = 22,08^\circ$.

4.2 Análise paramétrica

Com a finalidade de avaliar a influência da geometria da viga no ângulo de biela que minimiza o volume de aço, foi realizado um estudo paramétrico variando a relação entre o comprimento da viga e a altura útil (l/d). A Figura 6 apresenta as curvas de volume de aço em função do ângulo para diferentes relações l/d .

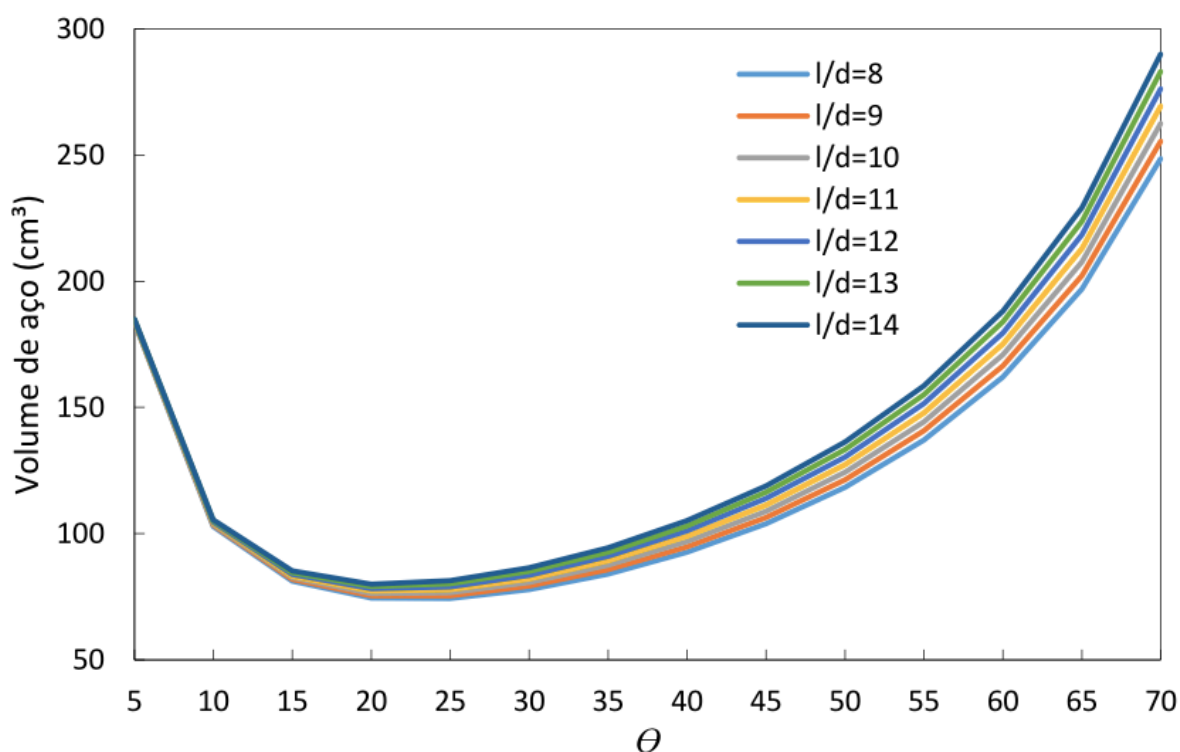


Figura 6. Volume de aço em função do ângulo Θ para diferentes

Fonte: Autor, 2019.

Por meio da derivação das curvas que relacionam o volume de aço com o ângulo da biela foram calculados os ângulos que minimizam o volume de aço para cada um dos casos estudados. A Figura 7 apresenta a variação do ângulo da biela em função da relação l/d .

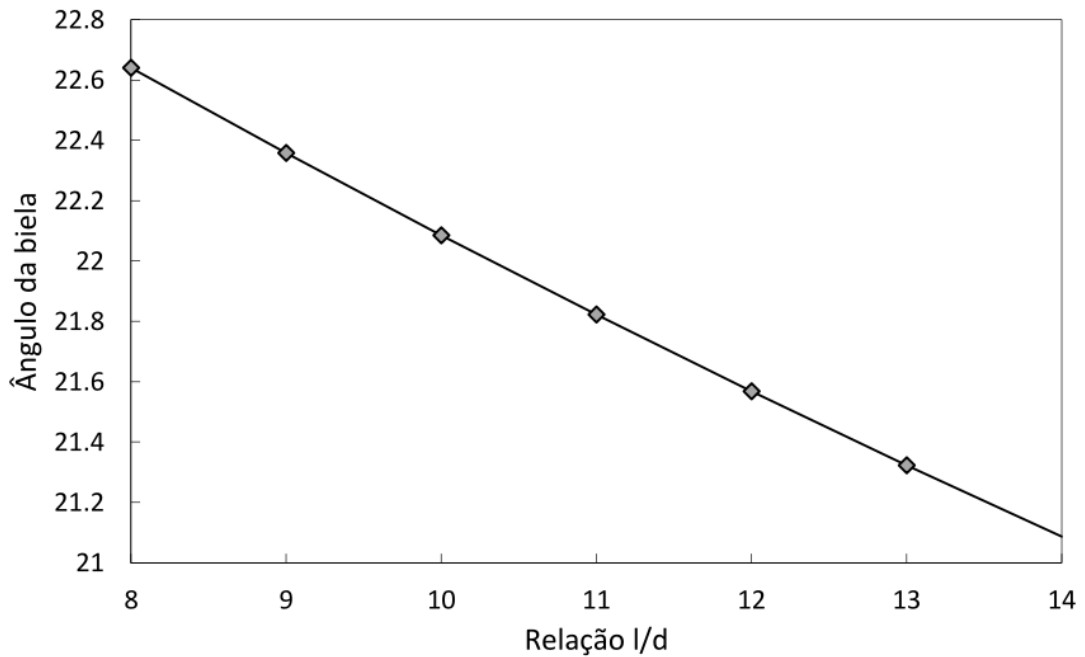


Figura 7 - Ângulo para diferentes l/d

Fonte: Autor, 2019.

O ângulo de biela responsável por minimizar o volume de aço foi bastante próximo para as diferentes relações entre o comprimento da viga e a altura útil, sendo ligeiramente menor para valores maiores de l/d , conforme pode ser observado na Figura 7. Outra observação é que o volume de aço é menor para valores de l/d menores (ver Figura 6), isso se deve ao fato de a altura útil ser maior nesses casos, ou seja, uma seção transversal de concreto maior requer menor volume de aço.

5 | CONCLUSÃO

A busca pela minimização do volume de aço é de extrema importância para a concepção de projetos otimizados, pois é primordial para a economia, logo é perfeitamente plausível. A análise gráfica mostra que para valores de Θ inferiores a 15° o volume de aço aumenta muito, acontecendo o mesmo para Θ superior a 35° . A área de aço combatente ao cisalhamento é proporcional ao ângulo da biela, enquanto a área de aço adicional à flexão é inversamente proporcional, justificando as observações. Portanto, existe uma região que equilibra essas reações de proporcionalidade, compreendendo valores de Θ entre 15 e 35° .

A norma de dimensionamento de estruturas de concreto armado (NBR 6118:2014), possibilita que o projetista escolha o valor de Θ entre 30 e 45° . Logo, para se atender ao menor consumo de aço, deve-se optar pelo menor valor do ângulo de biela, ou seja, $\Theta = 30^\circ$.

REFERÊNCIAS

Associação brasileira de normas técnicas. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

Bastos, P. S. S., 2017. **Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante**. Notas de aula de estruturas de concreto II. UNESP. São Paulo.

Carvalho, R. C. e Figueiredo Filho, J. R., 2014. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6116:2014**. 4ª Ed, São Carlos, EdUFSCar, 215p.

Leonhardt, F. Mönnig, E., 1982. **Construções de concreto – Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**, v. 1, Rio de Janeiro, Ed. Interciência, 305p.

Pinheiro, L. M., Muzardo, C. D. e Santos, S. P., 2003. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. USP, São Carlos, São Paulo.

Shehata, I. A. M., 2005. **Estruturas de Concreto I**. Notas de aula. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ

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

RESUMO: O surgimento de atrasos nas obras de construção civil em geral encontra-se diretamente ligado ao não cumprimento de responsabilidades e prazos antes determinados para as atividades impostas. Como consequências, o rendimento do serviço diminui o que acarreta prejuízos pra as organizações envolvidas. Com o grande crescimento da competitividade entre as empresas construtoras, houve a necessidade das mesmas aprimorarem suas estratégias e realizar estudos em vários aspectos, relacionados à contratação de equipes especializadas na elaboração de um bom cronograma, mantendo o foco nos custos e na qualidade com que as obras serão executadas. Logo, com o objetivo de estudar e analisar as principais causas dos atrasos nas obras de construção e como as empresas agem diante de tal problema, demonstra-se o interesse no desenvolvimento deste estudo de caso

1 | INTRODUÇÃO

Com o aumento do desenvolvimento de novas tecnologias e o aperfeiçoamento de sistemas de gestão nos últimos anos, o setor

da produção civil num modo geral não tem acompanhado de forma coerente tal demanda.

Devido ao crescimento da competitividade neste setor, a redução das expectativas de lucro e uma grande exigência pelo lado do investidor em relação ao produto final se dão em crescente proporção a obrigação de inovar os produtos oferecidos e melhorar o sistema de produção.

Segundo Resende (2013), devido ao elevado número de variáveis envolvidas numa obra mesmo que não tenha um grande nível de complexidade, não é fácil ministrar uma solução adequada para todos os problemas que possam provocar atrasos. Contudo, se de um modo preventivo e proativo se efetuar uma identificação e compreensão das causas, consequências e medidas de prevenção praticadas, poderá ser possível fornecer ajudas e contribuições na minimização de atrasos e contribuir para a melhoria da gestão e produtividade das empresas.

Os atrasos presentes nas obras estão diretamente ligados ao não cumprimento de responsabilidades e prazos inicialmente previstos. Como consequências, geram a diminuição da lucratividade do empreendimento e ocasionam prejuízos às várias entidades envolvidas.

Desta forma, o objetivo da elaboração deste trabalho é mostrar e estudar quais as principais causas que ocasionam tais atrasos e como as entidades envolvidas – contratante, contratada e fiscalização - se comportam com esses imprevistos.

Devido ao grande número de variáveis existente numa obra, mesmo não havendo grande complexidade, há certa dificuldade de encontrar uma solução adequada para todos os problemas que envolvem os atrasos. Todavia, se de uma maneira proativa forem identificadas as causas primárias, será possível buscar contribuições para a diminuição de atrasos e, dessa forma, melhorar a gestão e produtividade das empresas.

2 | OS ATRASOS NA CONSTRUÇÃO CIVIL: DEFINIÇÃO DOS ATRASOS

Os problemas que envolvem os prazos de entrega das obras na construção civil é um problema que acompanha as empresas de construção e seus responsáveis desde os primórdios. A falta de organização para com os mesmos compromete o desenvolvimento das etapas construtivas de forma significativa, afetando os investidores e, principalmente, os que estão envolvidos na construção; sendo estas, as equipes contratadas para a execução da obra e os engenheiros que trabalham na área do planejamento, fazendo com o que o cronograma inicial imposto sofra alterações durante as etapas seguintes.

Segundo Mattos (2010), a previsão oportuna de situações desfavoráveis e de indícios de conformidade permite ao gerente da obra tomar providências a tempo, adotar medidas preventivas e corretivas e tentar minimizar os impactos no custo e no prazo. Na ausência de planejamento e controle, a equipe da obra toma providências quando o quadro do atraso já se encontra irreversível.

Mattos (2010) ressalta que gerar o cronograma e as programações consiste em coordenar as informações de modo que a obra tenha um cronograma racional e factível, Essa etapa leva em consideração os quantitativos, as produtividades adotadas no orçamento, a quantidade disponível de mão de obra, a influência da pluviosidade local. MATTOS (2010) ainda afirma que o planejamento é presumivelmente o intuito operacional da empresa, o qual representa aquilo que se deve seguir para alcançar o objetivo do empreendimento.

2.1 Fatores ligados aos atrasos

Eventualmente, quando ocorre um erro ao seguir o cronograma ou se acontecem imprevistos, o atraso se dá como um efeito dominó, atingindo por fim os clientes/ investidores. Ou seja, se a construtora atrasa na entrega dos materiais, os consultores a encaram como falta de experiência da mesma, fazendo com que haja modificações no contrato, afetando de forma direta os proprietários.

PEREIRA (2012) apud Kerzner (2001) relacionou possíveis causas dos atrasos em cronogramas:

- Iniciar um empreendimento com um orçamento e/ou cronograma inadequado em nível de desempenho desejado para atender ao escopo (exemplo: complexidade de integração).
- Ter um desenvolvimento dos processos (ou partes importantes dele) que favoreça um escopo acima do custo e da programação.
- Estabelecer um projeto muito próximo do limite viável de realização ou integração.
- Decidir pontos importantes do empreendimento antes que suas relações com custo, prazo e risco sejam conhecidas.

Cada país possui o seu sistema durante as etapas construtivas. Em cada localidade, há os seus respectivos problemas os quais causam os atrasos, podendo ser eles desde as condições climáticas, defeito e manutenção dos equipamentos até os próprios proprietários do empreendimento. Existem empresas que constam em seus contratos um largo espaço de tempo para o atraso, se isto ocorrer, da conclusão do empreendimento, pode variar de 5 a 20 anos.

Na Arábia Saudita, PEREIRA (2012) lista: a escassez de mão de obra; atraso no pagamento do proprietário; a tipologia da edificação; atraso do proprietário em aprovar projetos; solicitação de mudança pelo proprietário durante a execução, entre outros.

O que também pode ser considerado como fator para o atraso e, particularmente, ser um dos principais motivos, é o fraco desempenho na gerência e supervisão dos fiscais responsáveis no canteiro de obras. O que geralmente acontece nas empresas de nosso país é a falta de comprometimento dos gerentes para com a obra. Assim como mencionado anteriormente, são diversos fatores que influenciam nos atrasos. No entanto, se o cronograma - que é o primeiro passo a ser seguido para dar início à obra – não for seguido como planejado, é de se esperar que o prazo para que o empreendimento seja concluído se estenda por tempo indeterminado.

Existem métodos para controlar os atrasos, os quais PEREIRA (2012) apud Ndekugri, Braimah e Gameson (2008) lista: método de comparação, o método do impacto, o método do colapso do cronograma e o método da janela de análise.

Segundo PEREIRA (2012) apud Ndekugri, Braimah e Gameson (2008), o método de comparação afirma que entre o cronograma planejado e executado, envolve identificar o caminho crítico do cronograma executado e comparar as suas atividades críticas com as atividades críticas do cronograma planejado. Todavia, tal método apresenta desvantagens, de modo que os cronogramas executados apresentam complexidade em sua elaboração, em virtude da quantidade considerável de informações para determinar as datas atuais. Desta forma, é preciso que os registros das atividades sejam confiáveis para verificar se estas atividades estão de acordo com as atividades planejadas.

No método do impacto, PEREIRA (2012) apud (BRAIMAH; NDEKUGRI, 2009) afirma que [...] “os atrasos podem ser adicionados em ordem cronológica, ou uma única vez para o cronograma planejado para demonstrar a atual data de conclusão do

projeto”.

De acordo com Pereira (2012, p.41):

No método do colapso do cronograma, este tipo de método é utilizado pelo empreiteiro ou construtor para demonstrar o que seria executado se não houvesse pedidos de alteração por parte do proprietário. Este método adota o cronograma executado como cronograma de base. O atraso compensável é a diferença entre o cronograma executado planejado e o cronograma atual.

Pereira (2012) apud NDEKUGRI; BRAIMAH; GAMESON, (2008) ainda ressalta:

[...] “O método da janela de análise divide o período de construção e examina os efeitos dos atrasos atribuídos a cada participante do projeto. Adota o cronograma planejado como linha de base, porém este é atualizado periodicamente, no fim de cada período planejado”.

Segundo Pereira et al. (2012), o processo de planejamento dos prazos de um projeto não é um estágio com início e fim estabelecidos. É um processo contínuo, que começa junto com a definição do produto e acompanha todo o ciclo de vida do empreendimento. Em todos os momentos, especialmente nas passagens de uma fase para outra do ciclo de vida, é preciso rever as definições do prazo para replanejar as atividades se necessário.

3 | PLANEJAMENTO DE OBRAS

3.1 Definições de planejamento

É o estabelecimento de uma sequência lógica, entre as diversas etapas ou fases de execução de um empreendimento, definindo o que, quando e como fazer. É o estudo detalhado de uma obra, em função de um intervalo de tempo, partindo-se de um orçamento base. (Gestão e Gerenciamento de Obras, p.23).

O planejamento é a etapa que antecede o projeto, sendo esta um passo primordial ao que se pretende desenvolver. É o fator que condiciona as próximas etapas, as quais se desenvolverão durante o tempo determinado.

No momento em que se está acontecendo o planejamento, é estudado a forma como a obra terá seu andamento, o seu desenvolvimento crítico e lógico, as etapas que merecem maior atenção, a determinação das equipes que trabalharão na mesma, todos divididos em subintervalos.

A partir da programação de todas as etapas, é possível obter um cronograma financeiro, o qual oferece um orçamento prévio, informando as possíveis variantes do que foi planejado, ou, se necessário, fazer um novo planejamento.

O planejamento oferece a flexibilidade e a dinâmica dos dados. Ou seja, se este obtiver maior quantidade de detalhes, mais claras serão as informações e a sua proximidade com o real.

Tendo posto em prática todos os métodos para a execução do cronograma e, mesmo assim, apresentar possíveis problemas que impeçam de seguir adiante com

o mesmo, e tendo ciência de que não será possível atender às necessidades do cliente ou investidor, é necessário modificar o método executivo de alguma forma, e realizar alguma alteração, envolvendo métodos executivos, fazendo a inclusão de novos sistemas executivos, mudarem os insumos e algo de que seja proveitoso para os mesmos.

3.1.1 As etapas da elaboração do cronograma

Tendo em mãos o cronograma físico, deverá ser elaborado o cronograma financeiro, o qual informará o fluxo financeiro mensal com base no que será utilizado a cada mês, com base em percentuais, levando em consideração os preços unitários que são considerados mais proveitosos, a fim da identificação do que será despendido no tempo em que será executada a obra. Ou seja, na execução de uma obra simples, serão fornecidas informações, tais como: a quantidade de materiais, a quantidade de trabalhadores da equipe, entre outros¹.

Na elaboração do cronograma físico, a etapa seguinte a ser cumprida é o Estudo de Tempos e Métodos (ETM), que engloba a produtividade, o dimensionamento de equipe e o estudo da jornada de trabalho. No caso de alguma destas etapas apresentarem problemas, deverão ser realizadas revisões, para que as outras não sofram alterações.

Dentre todas as causas que envolvem os atrasos, o planejamento é o item principal para que a gestão da obra ocorra de forma satisfatória, uma vez que, havendo falhas na gestão, o empreendimento tende a sofrer quedas consecutivas em seu cronograma e, sucessivamente, gerar deficiências em seu planejamento inicial.

Além de um bom planejamento, é de extrema importância que o proprietário do empreendimento se faça presente durante todo o processo de execução, onde ele faça parte do gerenciamento. Dessa maneira, o empreendimento ocorrerá dentro de suas ações previstas e o proprietário atenderá de forma proativa, melhorando de forma significativa o desenvolvimento de sua obra².

Assim que são impostas as metas no cronograma, o objetivo é executar a obra como o planejado. Todavia, nem todas as etapas conseguem ser cumpridas do modo como o planejado, o qual (MATTOS, 2010) sugere que podem ser apropriados índices de campo e produtividades reais das equipes, além de ser necessário avaliar os desvios em relação ao planejamento em vigor, para que assim sejam corrigidos os erros desde o início, sem comprometer as etapas que estão por virem.

Segundo Resende (2013) apud SWEIS (2008),

Os atrasos podem ocorrer principalmente por falta de planejamento, perda de produtividade, tecnologias construtivas altamente dependentes de mão de obra

1. THIELE, Fernando B. - Notas de Aula da Disciplina de Planejamento e Controle de Obras - Mafra: Universidade do Contestado, Junho/2017.
2017.

e deficiência na gestão da produção, assim como outros que independem dos responsáveis pela obra, como: greves, falha do equipamento, pedidos de alteração de projeto, entre outros. Além disso, os fatores que levam aos atrasos nos canteiros são muitas vezes interligados, tornando a situação ainda mais complexa de ser analisada e mitigada. (RESENDE, 2013 apud SWEIS 2008, p. 37).

Em alguns países, onde o setor da construção civil possui forte influência, os atrasos ganham especial importância devido à economia do país e que geralmente indicam que são países em crescimento e em desenvolvimento (Cabrita, 2008).

A responsabilidade de atrasos ocorridos durante toda a fase de construção tem levado à elaboração de análises e estudos, pois é um assunto muito relevante devido às consequências geradas devido ao atraso.

Tais atrasos podem ser irredutíveis aos responsáveis pela obra se realmente forem de responsabilidade destes, irredutíveis ao empreiteiro se resultarem de causas de responsabilidade deste, ou a outros envolvidos no caso de imprevistos ou contratempos.

Todavia, o mérito do ciclo PDCA é deixar patente para a equipe do projeto que não basta planejar. Mattos (2010) ressalta que não é suficiente delinear previamente a metodologia, os prazos e os recursos requeridos, sem que haja o monitoramento da atividade e a comparação dos resultados reais com aqueles desejados.

Para os empreiteiros, os atrasos geram, na maioria das vezes, um aumento de custos, devido ao período de trabalho superior ao planejado, acarretando assim, o aumento do custo de materiais utilizados na obra. O empreiteiro pode sofrer prejuízos por ter investido parte do capital na construção e por perder oportunidades de trabalho em outros locais, por falta de capital financeira.

Para MARQUES JUNIOR (2000) et al., os atrasos são custosos e problemáticos para todos os participantes num empreendimento de construção, além de gerarem reclamações e conflitos. No caso de empreendimentos públicos, a população é afetada pelos atrasos na utilização de instalações e pela prorrogação de inconveniências, como interrupções de tráfego em estradas, não atendimento hospitalar, entre outros.

Segundo MARQUES (2000) apud PMBOK GUIDE (1996), existem os interessados do empreendimento, que são as pessoas diretamente ligadas a ele; é todo indivíduo ou organização que estejam diretamente envolvidos no empreendimento ou cujos interesses possam ser afetados positivamente ou negativamente pelo desenvolvimento e/ou pela entrega do produto final do

Anteriormente, os atrasos nas entregas das obras eram mais aceitos pelos proprietários. Contudo, por possuírem os seus orçamentos mais apertados, nos dias de hoje, o atraso tornou-se um grande incômodo para os mesmos. Para algumas empresas, os clientes devem pagar alguma taxa, mesmo já estando no direito de habitar e/ou usufruir de seu investimento.

3.1.2 Fatores que afetam diretamente o planejamento

Em sua obra, Gehbauer (2002) comenta da importância do planejamento prévio, visto que, se considera todo o quadro de condicionantes internos e externos à empresa.

A função do planejamento prévio é a de planejar os trabalhos da obra antes do seu início, de tal forma que sejam escolhidos os métodos construtivos e os meios de produção mais adequados e estes sejam coordenados entre si [...] O objetivo deste planejamento é obter o maior rendimento possível com custos de execução os menores possíveis (GEHBAUER, 2002, p. 271).

Com isto, é possível evitar alguns fatores que afetam de forma negativa o seguimento do cronograma elaborado. Dentre alguns, pode-se citar:

a. Incertezas frente aos padrões

Ao desenvolver as etapas a serem desenvolvidas, é necessário que exista uma base para tal. Ou seja, para criar um cronograma físico-financeiro, é disponibilizada a tabela SINAPI, a qual se caracteriza como uma planilha de composição de custo, voltada à produtividade e uma ferramenta que a Administração Pública Federal define os valores dos insumos e serviços necessários às obras e serviços ligados à engenharia e construção. Logo, é importante que se tenha um norte para dar início ao planejamento.

b. Elaboração de cronograma informal

Segundo Pereira (2013), “a falta de um planejamento global formal determina a inadequação dos planos de médio e curto prazo, acarretando a utilização ineficiente de recursos humanos e materiais de obra”. Logo, se o cronograma apresentar caráter extremamente informal, as atividades que deveriam ser seguidas, prejudicarão as etapas posteriores. Por isso, é importante que ocorra uma organização prévia de todos os materiais e insumos que serão necessários para que o empreendimento ocorra da forma esperada.

3.2 Ciclo PDCA

Mattos (2010) comenta em sua obra sobre o ciclo PDCA, as quais seriam: planejar, desempenhar, checar e agir. A etapa planejar contempla os estudos do projeto a ser executado, a definição da metodologia a ser seguida e a produção do cronograma. Na etapa seguinte, ele a define como desempenhar; a qual informa e motiva os responsáveis pela elaboração do cronograma de atividades, e por fim executá-las. Na penúltima etapa, sendo esta checar, afere as atividades realizadas, faz comparações com as atividades previstas com as realizadas, a fim de obter um controle de tudo que está sendo feito. E, por fim, na etapa agir, é o encontro das opiniões e sugestões de todos os envolvidos da equipe. “Se os resultados obtidos no campo desviaram do planejado, ações corretivas devem ser implementadas. Com finalidade preventiva, as causas de desvio devem ser investigadas e analisadas em detalhe. Quanto mais tempo passar sem que os focos de desvio sejam debelados, menor será o tempo hábil

para correção” (MATTOS, 2010 p.40).

Para que o cronograma obtenha bom desenvolvimento desde o início, este deve dispor da maior quantidade de dados possíveis, sendo estes as equipes, orçamentos, planos de inícios, considerando de fato que o planejamento seja um compromisso geral do empreendimento e não somente da área técnica.

4 | CRONOGRAMA FÍSICO: FERRAMENTAS UTILIZADAS PARA DESENVOLVER O CRONOGRAMA

Partindo da ideia de que se têm limites orçamentários, o primeiro passo é a definição do prazo em que será executado o empreendimento. Apresentando um cronograma físico, visando as etapas futuras.

Para a elaboração de tais cronogramas, os responsáveis dispõem de softwares, que facilitam a organização das etapas que serão executadas, bem como o tempo que estas levarão e as demais exigências impostas.

4.1 MS Project

Software oferecido pela Microsoft™, com o objetivo de elaborar projetos e cronogramas, define-se por ser uma ferramenta com grande indicação para o gerenciamento, planejamento, controle e atualização das etapas previstas.

O MS Project aborda em sua extensão, de maneira interdependente, três fatores, os quais podem sofrer alterações, se necessário. Se um fator for alterado, os outros anteriores também sofrerão mudanças. Sendo eles: tempo, recursos e objetivo a ser alcançado. Nele, são ligados tarefas e vínculos para o bom desenvolvimento do empreendimento. O programa permite o acompanhamento da atual fase da obra, localizando as possíveis divergências, para que sejam solucionadas em tempo. O MS Project utiliza os princípios do diagrama PERT-CPM.

Em matéria do site Radar de Projetos, em pesquisa de benchmarking em gerenciamento de projetos realizado pelo PMI, foi apontado que 74,9% dos entrevistados utilizam MS Project, para gerenciamento de projetos, o qual oferece maior praticidade em seu conteúdo.

Logo, o ideal para um cronograma de pessoal é atender às exigências físicas da obra sem comprometer o desembolso, bastando para isso uma coerência de datas de início e término de serviços que necessitem do mesmo tipo de profissional, visando a sua utilização pelo maior tempo possível. Um bom planejamento de pessoal deve prever o aproveitamento de uma equipe, ao término de uma frente de serviço em uma obra, para o início da mesma em outra. Isto evita, ou diminui, sensivelmente a rotatividade, assim como permite a obtenção de equipes bem treinadas e comprometidas com os resultados.

5 | CONTROLE DE FINANÇAS

5.1 A importância do Controle Financeiro nas Empresas

Assim como obter um bom planejamento, a empresa ter um controle financeiro equilibrado também é de grande importância para que tudo ocorra conforme o esperado.

Pode-se entender, portanto, que a área responsável pela administração em uma empresa é considerada como o combustível da mesma, o que possibilita o funcionamento de forma correta de todos os setores de forma conjunta.

Segundo SANTOS (2014), o método *Just in Time* oferece um método de organização, em que tudo que foi planejado deva ser cumprido no momento determinado. Ou seja, aplicando-se este método na elaboração do cronograma, as etapas previstas devem ser executadas nos dias em que estas estão designadas para serem concluídas. Dessa maneira, um cronograma financeiro bem elaborado, se não for bem executado e controlado, prevendo corretamente os custos, incluindo as despesas de cada fase, o prejuízo será certo. Logo, as margens de lucro são muito pequenas, não sendo permitidos gastos desnecessários.

6 | GERENCIAMENTO DE OBRAS

6.1 Conceitos de Gerenciamento

Pode se definir gerenciamento como, basicamente, o que se deseja no futuro e conseguir meios satisfatórios para realizá-lo. Ou seja, é a documentação de tudo o que foi planejado e decidido para a obra, a fim de que seja possível tomar as decisões adequadas para cada etapa prevista. O gerenciamento e o planejamento relacionam a capacidade do engenheiro de desenvolver ao todo o empreendimento e das incertezas que envolvem todo o processo construtivo.

O gerenciamento das construções é composto por planejamento, programação, acompanhamento e controle. No planejamento é definido o que fazer, em que sequência e quando. A programação determina onde, quanto fazer e com que recursos. O acompanhamento trata da execução propriamente dita e o controle é utilizado para conferir contra um padrão e verificar ou não a ocorrência de desvios a serem corrigidos, preferencialmente durante a execução do empreendimento. (SANTOS, 2014, p. 2)

O gerenciamento é inteiramente válido dentro de uma equipe, pois, além de abranger o planejamento e programação, evita as constantes interrupções na construção, provenientes das dúvidas e incertezas, uma vez que as alterações de projeto e interrupções fazem com que se agrave o atraso da obra e, conseqüentemente, aumentando o seu custo.

Todavia, nem sempre a mão de obra pode ser a principal responsável pelas referidas falhas. Outro fator é o de gerenciamento, onde afeta várias áreas responsáveis, o qual é um problema comum que as empresas sofrem e que não encontram solução

adequada.

Deve-se tentar obter um aproveitamento contínuo da mão-de-obra. A quantidade de trabalhadores deve ser pouco a pouco aumentada no início da obra e diminuída na fase final da mesma [...] Devem ser considerados também neste planejamento outros critérios que podem ter influência na quantidade de mão-de-obra disponível, como períodos de férias, fins de semana e feriados, más condições de tempo ou falta de operário por motivo de doença. (FRITZ, 2003, p. 290)

Pois sem um gestor competente, para indicar a direção a ser seguida pelos seus subordinados, cada equipe passa a atuar buscando resolver o seu próprio problema, mesmo que isso represente dificuldades para as demais equipes.

Outro problema a ser citado, diz respeito à contratação de serviços e aquisição de materiais. Um cronograma de Suprimentos bem elaborado é uma importante ferramenta de gestão, pois permite antever dificuldades e indicar a adoção de medidas que, mesmo que não garantam a eliminação dos problemas, possibilitem reduzi-los a ponto de não comprometer os prazos e custos assumidos. Este problema é provocado pela falta de planejamento na aquisição de materiais, que pode gerar atrasos e desperdícios irrecuperáveis, pois há materiais que precisam ser comprados com meses de antecedência, sob pena de não tê-los disponíveis, ou de ter que se pagar um preço bem acima do previsto em orçamento.

6.2 Planejar a mão de obra

O planejamento da mão de obra entende-se no processo de organização da mesma, distribuindo-a em hierarquias profissionais, funções de serviços e classificação de produtividade prevista, de acordo com a organização da empresa.

A partir destas informações e da jornada de trabalho, este planejamento equivale na distribuição de equipes para cada etapa de serviço. O qual é possível a distribuição das mesmas de forma uniforme, evitando horários de picos, prevendo a duração necessária para cada tarefa, com seus respectivos tempos e quantidades.

6.3 Problemas com a mão de obra

Quando um empreendimento apresenta falhas em sua execução, é comum a relação direta desses problemas com a mão de obra. Claramente, a mesma é a maior responsável por fazer a obra acontecer. Porém, afeta de modo que os prazos começam a não serem cumpridos, acarretando o aumento do salário dos construtores - pois faz com que este setor se torne escasso - e fazendo com que os donos das obras cada vez mais industrializem a maioria das etapas. Escassez de mão de obra é causada pelo crescimento acelerado do setor da construção combinado com a pequena capacidade de formação de profissionais para a atividade.

Em entrevista coletiva promovida para discussão sobre cronograma e mão de obra com o engenheiro responsável pelo acompanhamento da obra do Fórum de Rio Negro, Sérgio Mazalli, foi ressaltado pelo mesmo que “Em nossa região, de Rio Negro/

PR e Mafra/SC, há um movimento muito grande da mão de obra e um forte e um deslocamento entre a mesma, como também a massa de pessoas qualificadas, o que faz com que seja alta a entrada e saída de trabalhadores”. O engenheiro comentou também que a dificuldade de encontrar mão de obra qualificada, é causada pelo crescimento acelerado do setor da construção, juntamente com a menor capacidade de formação de profissionais para desenvolver as atividades.

Com os dados fornecidos pelo mestre de obras responsável, é possível observar que são grandes as dificuldades no momento de contratação. Pois, isso pode comprometer os custos e a qualidade com que a obra será executada. Novamente, é de extrema importância de que os trabalhadores possuam suas devidas qualificações. “Sem estas, pode haver a redução da velocidade com que se executa a obra, ocasionando atrasos” (MAZALLI, 2017). A falta de trabalhadores qualificados, por exemplo, era apontada como um dos principais problemas do andamento construção.

6.4 Produtividade

Como o trabalho é dividido em grupos que realizam continuamente a mesma tarefa pode haver aumento de produtividade. Normalmente são pequenas, com 4 ou 8 trabalhadores, com utilização reduzida de serventes. É dirigida por um contramestre que na maioria dos casos realiza o serviço junto com a equipe. A coordenação e atuação deste tipo de equipe são de competência direta do gerente de obra. Segundo PEREIRA (2010), o efeito aprendido neste tipo de equipe é o resultado da repetição das tarefas e leva ao aumento da produtividade. A desvantagem do uso desse tipo de equipe está no planejamento prévio, porque exige uma coordenação e um planejamento das atividades mais detalhado, exigindo mais tempo. Alterações no decorrer dos trabalhos de execução podem levar ao não aproveitamento total da capacidade disponível ou deixar que a equipe especializada fique sobrecarregada.

7 | ESTUDO DE CASO

Após a análise da fundamentação teórica, o presente estudo de caso pretende estudar como as empresas e profissionais que atuam na construção se comportam e lidam com os atrasos eventualmente ocasionados. O enfoque é a investigação sobre o efeito que cronograma de planejamento influencia nos resultados de cada fase das obras em relação ao prazo e custo previstos.

7.1 A Empresa em Estudo

A obra escolhida para realizar este estudo de caso é a do Fórum da Comarca de Rio Negro, Estado do Paraná. Onde, o responsável pela obra e licitações é o Tribunal de Justiça do Estado do Paraná. A obra em estudo refere-se à construção de uma edificação que comportará a nova sede do Fórum de Rio Negro. A empresa construtora vencedora do certame licitatório é a VVS Construções LTDA e o prazo de execução

é de 16 meses. O projeto para o novo Fórum da Comarca de Rio Negro caracteriza-se em um edifício com três pavimentos, sendo estes subsolo e dois pavimentos, com área total construída de 3.934,47 m², em um terreno de 5.590,15 m²; atendendo a todas as necessidades previstas no Código de Organização e Divisão Judiciárias – Lei nº. 14.277 de 30/12/2003 bem como a Resolução nº 114/2010 e a Recomendação nº 27/2009 do Conselho Nacional de Justiça, assim como às normativas quanto à acessibilidade e segurança do trabalho, dando total atendimento às necessidades da Comarca.



Figura 04: Local da Obra.

Fonte: AUTOR, (2017).

Atualmente, o Fórum da Comarca de Rio Negro funciona num prédio de três pavimentos, construído em 1928. O referido edifício conta com área construída de 1.022,24 m² em um terreno de 610,20 m².

Apesar de ter sofrido várias reformas, o prédio não possuía mais condições de abrigar novos. Por ser imóvel histórico e de interesse do Patrimônio Cultural do Estado, o mesmo não admite ampliações ou alterações. Portanto, as necessidades de espaço físico para novos serviços e ampliações, sendo varas judiciais, gabinetes, entre outros, não poderiam ser atendidas no imóvel atual. Deste modo, a solução adotada para a Comarca foi a de construção de um novo prédio.

7.2 Coleta de dados

“O termo entrevista é construído a partir de duas palavras, entre e vista. Vista refere-se ao ato de ver, ter preocupação com algo. Entre indica a relação de lugar ou estado no espaço que separa duas pessoas ou coisas. Portanto, o termo entrevista refere-se ao ato de perceber realizado entre duas pessoas”. (BRITTO JUNIOR (2012) p. 239 apud RICHARDSON (1999) p 207).

O método escolhido para o presente estudo de caso é o de entrevistas dirigidas, onde serão entrevistados os profissionais ligados diretamente à obra, sendo estes os gerentes de empreendimentos, os fiscais responsáveis, engenheiros de obra, engenheiros de planejamento e coordenador de obras, através de consulta a arquivos eletrônicos e físicos e documentos cedidos pelas empresas. No caso, tais cronogramas serão solicitados ao órgão público responsável pelas obras realizadas na cidade.

A coleta de dados para o estudo foi realizada em forma de entrevista com os responsáveis pela elaboração e execução dos cronogramas de planejamento das obras escolhidas, a fim de fazer análises e comparações entre eles e buscar encontrar o devido problema que ocasionaram os atrasos, ter conhecimento da temática da causa do referido problema, atribuir melhoras para o mesmo e programar uma logística no cronograma físico elaborado, a fim de buscar a diminuição dos eventuais atrasos.

8 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

A obra do Fórum da Comarca de Rio Negro foi submetida a um processo licitatório de concorrência pública, onde a sua modalidade caracterizou-se como “Tomada de Preços”, por apresentar um orçamento de execução no valor de R\$ 481.483,23, conforme Orçamento em anexo. E, caracterizou-se também, pela modalidade “Pregão”, por as empresas concorrentes terem de apresentar menor valor para vencer a licitação.

Para agregar o conteúdo deste estudo, foram entrevistados os profissionais responsáveis pela execução do fórum. Sendo eles, o mestre de obras, o qual está diretamente ligado com a execução e o qual coordena os trabalhadores de acordo com o cronograma imposto; e o engenheiro encarregado, o qual realiza o acompanhamento da obra, juntamente com o mestre de obras.

Notou-se nas entrevistas, que uma das principais causas é o atraso na execução das etapas impostas devido ao intemperismo da região. De acordo com entrevista com o engenheiro, “[...] a obra se deu início em uma época em que as chuvas torrenciais eram frequentes, o que ocasionou o atraso inicial, para a execução das fundações”. E, também, o fechamento de contratos e a entrega de materiais, que geraram um atraso devido à demora da conclusão dos contratos para a iniciação dos equipamentos e empreiteiras.

No Gráfico abaixo, é possível observar de forma estatística os percentuais de cada motivo levantado em entrevista para cada dia de atraso que aconteceu na obra, a

partir de dados coletados com o engenheiro, sendo os motivos abordados: as chuvas, as faltas ocorridas no dia a dia, os atrasos das entregas dos materiais e a mão de obra.

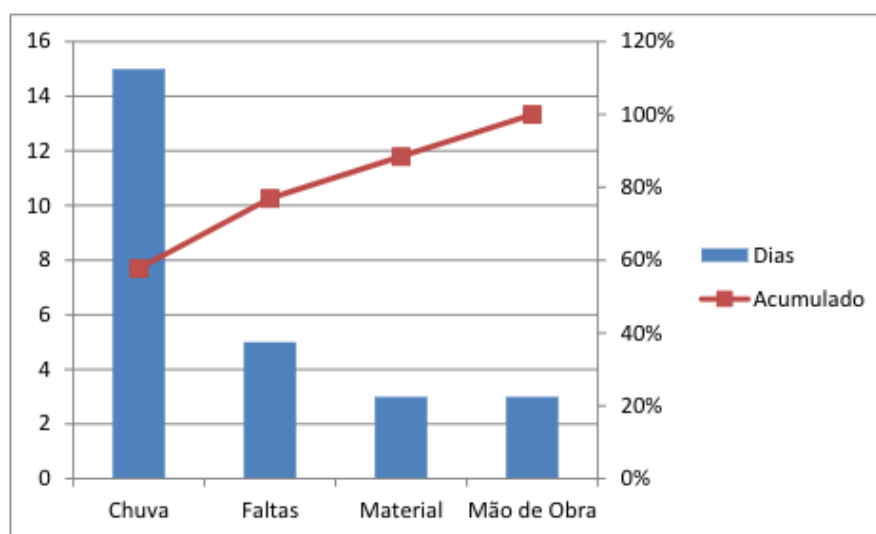


Gráfico 01 – Percentual de cada motivo de atraso

Fonte: AUTOR, (2017).

Segundo o engenheiro encarregado, o principal empecilho no andamento da obra, foram as chuvas ocorridas quando se deu o início da mesma, o qual afirmou que as mesmas atrasaram em 15 dias o início das atividades. No cronograma fornecido, a data prevista para o início da obra foi do dia 10 de outubro de 2016, porém, devido ao intemperismo, a execução das fundações obtiveram atrasos, prejudicando as etapas seguintes.

Até o momento, o atraso total informado pela empresa é de 60 (sessenta) dias. Porém, fazendo um somatório dos fatores que influenciaram o retardo, totalizaram 26 (vinte e seis) dias, o que apresenta um saldo de 34 (trinta e quatro) dias. Tal saldo não foi formalmente esclarecido, logo se considera um atraso omissivo. Desta forma, não existem parâmetros relevantes para realizar comparativos, apenas os dados hidrológicos fornecidos pela Agência Nacional de Águas (ANA), conforme tabela abaixo.

Dias de Chuvas na Região de Rio Negro/PR			
Data	2015	2016	2017
Dezembro	13	6	-
Novembro	21	10	11
Outubro	16	11	15
Setembro	2	1	3
Agosto	3	11	2
Julho	7	3	1
Junho	19	6	8
Maió	14	15	12

Abril	9	5	10
Março	10	9	10
Fevereiro	17	10	13
Janeiro	18	10	13

Tabela 07: Média Histórica na Região de Rio Negro/PR

Fonte: Agência Nacional de Águas (ANA), 2017.

Em relação às falhas de planejamento, os engenheiros afirmam que a falta de experiência em campo dos engenheiros de planejamento dificulta muito na execução do cronograma, pois muitas vezes o profissional de planejamento não tem a vivência de campo. Logo, em muitos casos, o responsável pelo planejamento cria algo para ser executado, porém a sequência dos serviços não estando correta, leva, portanto, a um atraso que dificulta sua recuperação.

Ainda comentando sobre retrabalho, a falta da mão de obra com qualificação é um problema que é levado muito a sério, pois afeta de forma direta a produtividade. Ou seja, quanto maior a carência de profissionais qualificados para os diversos serviços, maior será o atraso decorrente da diminuição da produtividade.

A forma extremamente detalhada em que o cronograma foi elaborado gerou dúvidas aos construtores e os vários detalhes foram julgados desnecessários. De forma que foi elaborado um calendário para as tarefas no próprio canteiro de obras, o qual apresentava maior facilidade de ser seguido.

Quanto às entrevistas aos responsáveis pela construção do Fórum, os intemperismos na época em que estava previsto o início da obra não justifica o atraso da mesma. Pois, uma das primeiras etapas a serem feitas é o estudo extremamente detalhado da climatologia do local, para que, a partir disso, seja elaborado o cronograma a ser seguido durante todo o tempo em que a obra durar.

No gráfico abaixo, é possível analisar a influência das chuvas no período em que as etapas seriam executadas.

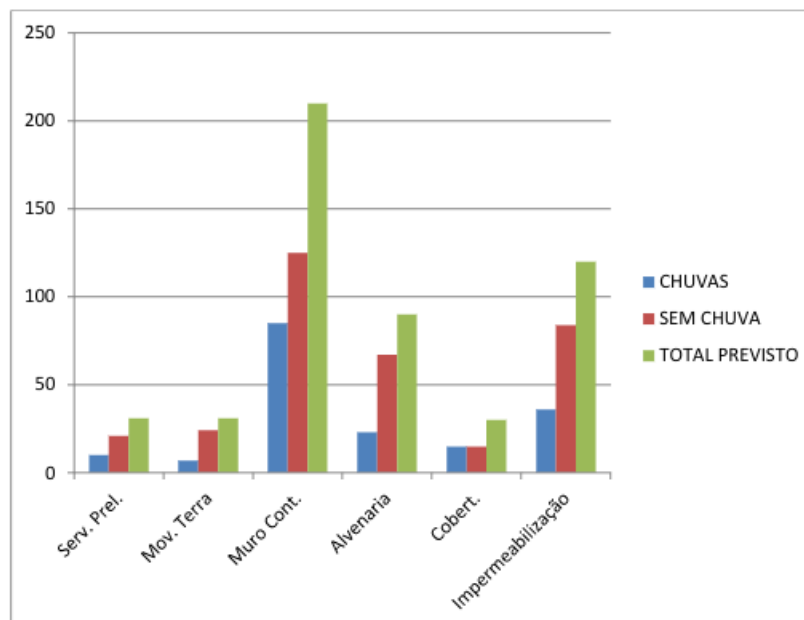


Gráfico 02 – Comparação de Dias de Chuvas x Dias Trabalhados

Fonte: AUTOR, (2017).

Para a análise deste item, foi realizado um comparativo com a média histórica de precipitações na região de Rio Negro/PR, onde se encontram as instalações da obra do Fórum da Comarca de Rio Negro.

A falta de mão de obra qualificada é um fator que ainda levará algum tempo para ser resolvido no mercado de trabalho, uma vez que não é fácil substituir de forma rápida um método construtivo que é utilizado há décadas. Porém, quando ocorrem imprevistos relacionados à intemperismos ou outros motivos, para que o cronograma não sofra alterações em sua data final, uma medida a ser tomada é optar por horas extras, de acordo com o Art. 59 do Decreto Lei nº 5.452 de 01 de Maio de 1943, uma vez que a mesma afirma [...] “A duração diária do trabalho poderá ser acrescida de horas extras, em número não excedente de duas, por acordo individual, convenção coletiva ou acordo coletivo de trabalho”. E, com isso, aumentar a mão de obra, para suprir os dias perdidos devido aos seus motivos.

Dando a devida atenção a esses itens e os estudando com detalhes, há uma grande chance de os atrasos diminuírem de forma significativa, consequentemente trazendo para as empresas o esperado equilíbrio entre custos, qualidade e prazos, os quais são os principais objetivos de todas as organizações.

9 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com este estudo de caso foi possível observar que, mesmo com o avanço e a crescente necessidade do uso de *softwares* para planejamento e controle das obras, o mercado de trabalho apresenta a indispensabilidade da elaboração de um planejamento prévio, listando todas as atividades do empreendimento e fazendo

ponderações no projeto, com o objetivo de manter sempre a organização do projeto e da empresa.

É importante ressaltar a boa elaboração de um planejamento, a fim de que o mesmo seja controlado de forma eficaz, pois as informações contidas nele poderão ser úteis para os próximos projetos. É preciso, também, obter um registro da mão de obra e a sua produtividade, preferencialmente com dados da própria empresa, e dos quantitativos. Todas estas informações são essenciais para aperfeiçoar os programas de planejamento, programação e controle da produção.

Gerenciar obras é um assunto que os engenheiros que atuam nos canteiros disponham de treinamentos, a fim de saber da importância da distribuição de responsabilidades nos diversos setores existentes em uma construção, como o controle de equipamentos, materiais e custos e entre outros fatores.

Dessa forma, é imprescindível um estudo detalhado do projeto, sendo este desenvolvido com grande antecedência, principalmente de como é o comportamento do clima e o histórico pluviométrico do local, se o mesmo poderá ser enfrentado como empecilho ao desenvolvimento da construção, a fim de que tudo ocorra conforme pensado previamente. Pois, assim, pode-se até ganhar tempo para corrigir falhas em etapas, se eventualmente surgirem.

REFERÊNCIAS

BERTOLETTI, Juliana Viera Martos. **A importância de uma boa gestão financeira nas empresas.** Andradina, SP, Revista InterAtividade, v.3, n.1, 1º sem. 2015.

SCHIEFLER, Gustavo Henrique Carvalho. O que é e como funciona o processo de licitação? São Paulo, 2014. Disponível em <https://sergioluizbarroso.jusbrasil.com.br/artigos/437627975/o-que-e-e-como-funciona-o-processo-de-licitacao>. Acesso em: 30 out. 2017.

BRITTO JUNIOR, A.F., FERES JUNIOR, N.A **A utilização da técnica da entrevista em trabalhos científicos.** Revista Evidência, 2012.

CABRITA, A.F., **Atrasos na Construção: Causas, Efeitos e Medidas de Mitigação,** Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior de Ensino, 2008.

CARDOSO, J.G; Erdmann, R.H. **Planejamento e Controle da Produção na Gestão de Serviços: O Caso do Hospital Universitário de Florianópolis.** In: XXI Encontro Nacional de Engenharia de Produção. Salvador, 2001.

CHOMA, André Augusto. **Como Gerenciar Contratos com Empreiteiros:** Manual de Gestão de Empreiteiros na Construção Civil. 2. ed. São Paulo: Pini, 2007. 109 p.

CIMINO, Remo. **Planejar para Construir.** São Paulo: Pini, 1940. 232 p.

GEHBAUER, F. **Planejamento e Gestão de Obras.** Curitiba: CEFET-PR, 2002.

MARQUES JUNIOR, L.J. **Uma Contribuição Para Melhoria do Planejamento em Empreendimentos de Construção em Organizações Públicas.** Tese de Mestrado em Engenharia, USP. São Paulo, 2000.

MATTOS, A.D., **Planejamento e Controle de Obras**. São Paulo; Pini, 2010.

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

Engenheira Civil - Centro Universitário Tiradentes
– UNIT, Maceió - Alagoas Mestranda em
Engenharia Física – Universidade Federal Rural
de Pernambuco – UFRPE, Recife/PE

Djair Félix da Silva

Docente dos Cursos de Graduação em
Engenharia Civil, Ambiental e Sanitária
Centro Universitário Tiradentes – UNIT/AL, Av.
Comendador Gustavo Paiva, 5017 - Cruz das
Almas, Maceió - AL, 57038-000.

RESUMO: O presente trabalho, o qual traz à tona aspectos de cunho social, econômico e ecológico, que tanto um dimensionamento errôneo quanto a não abertura do mesmo pode culminar na sociedade que margeia tal construção. Dentre os objetivos específicos, a pesquisa busca indagar questões que respaldam as entrelinhas desta “monografia”, os quais são: Explicar a importância dos vertedores em barragens; destacar as devidas consequências de um mal dimensionamento; explicar os pontos que devem ser observados antes de realizar o dimensionamento; relação barragem e geração de energia. Para a realização dos estudos, inicialmente houve a necessidade de explorar bibliografias na temática pertinente ao projeto e, posteriormente o deslocamento do autor para coleta de dados *in loco*, visitando

instituições de respaldo e conversando com figuras importantes, ao qual, uma delas marcou a história do nordeste brasileiro com suas lutas a fim de ajudar na preservação do Rio São Francisco. As construções interferem diretamente na sociedade, chegando até a causar alterações no aspecto cultural, interferindo em questões econômicas e o quanto entrelaça-se com os assuntos ambientais. Perceber que as estruturas hidráulicas vão além de uma gigante estrutura de concreto que controla a vazão da água ou estruturas menores que permitem a passagem da mesma, torna o estudo ainda mais gratificante, pois consuma a ideia de que a responsabilidade do engenheiro é muito mais do que projetar e acompanhar execução de obras, este encontra-se intitulado à construção de um futuro melhor, tanto para a nossa geração quanto para as que estão por vir.

PALAVRAS-CHAVE: Vertedores e barragens; Dimensionamento de vertedores; Usina Hidrelétrica de Xingó.

ANALYSIS OF THE IMPORTANCE OF
THE CORRECT DIMENSIONING OF THE
BARRIERS AND THEIR ECOLOGICAL AND
SOCIOECONOMIC INFLUENCES. CASE
STUDY: XINGÓ HYDROELECTRIC POWER

ABSTRACT: The present work, which brings to the fore aspects of social, economic and ecological aspects, that both an erroneous design and the non-opening of it can culminate in the society that borders on such construction. Among the specific objectives, the research seeks to ask questions that support the lines between this “monograph”, which are: Explain the importance of spillways in dams; highlight the consequences of poor design; explain the points that must be observed before carrying out the sizing; relation dam and power generation. In order to carry out the studies, it was initially necessary to explore bibliographies on the pertinent themes of the project and, later on, the author’s movement for data collection in loco, visiting institutions of support and talking with important figures, to which one of them marked the history of the Brazilian northeast with its struggles in order to help in the preservation of the São Francisco River. The constructions interfere directly in the society, even causing changes in the cultural aspect, interfering in economic questions and how much it interweaves with the environmental subjects. Realizing that hydraulic structures go beyond a giant concrete structure that controls the flow of water or smaller structures that allow the passage of water, makes the study even more rewarding, as it consumes the idea that the engineer’s responsibility is much more than who design and monitor the execution of works, this one is entitled to the construction of a better future, both for our generation and for those that are to come.

KEYWORDS: Spillways and dams; Spreading of weirs; Xingó Hydroelectric Power Plant.

1 | INTRODUÇÃO

Ao decorrer da disciplina de hidráulica, percebe-se a importância da implantação de vertedores em algumas estruturas, em especial as barragens, já que estes são “dispositivos utilizados para medir e/ou controlar a vazão em escoamento por canal” (PORTO, 2006; AZEVEDO NETTO, 2015). Esse controle é de extrema importância, pois em períodos de chuvas intensas pode haver um acúmulo muito grande de água a ponto de ultrapassar a barragem, caso isto ocorra, o impacto da água causa um desgaste na superfície da barragem, visto que a vazão de água torna-se tão intensa que a estrutura não consegue fazer com que a água perca energia enquanto escoar, tal fenômeno compromete a estrutura fazendo com que esta “tombe”, ocasionando um imenso impacto ambiental, social e econômico.

Ainda durante os estudos iniciais percebeu-se que tais influências não dependem apenas das questões relacionadas ao dimensionamento dos vertedores, mas a não abertura das comportas também vêm acarretando diversos problemas, pois com a crise hídrica ao qual estamos enfrentando, algumas usinas geradoras de energia precisaram urgentemente diminuir a vazão da água, fechando as comportas, dessa forma a passagem da água para jusante torna-se impedida, como também a passagem

dos seres vivos que sobrevivem na água, já que a maioria das Usinas Hidrelétricas no Nordeste não possui descarga de fundo, o que prejudica diretamente a vida das pessoas que sobrevivem da pesca, pois sem que haja outra rota, além das comportas, para passagem dos peixes, restam apenas as turbinas, ao qual nenhum ser vivo consegue passar sem que seja morto- levando em consideração a elevada força em que as palhetas das turbinas trabalham. Outro fator relevante é a geração de energia, pois o Nordeste não é autossuficiente em produção de energia, atualmente quem supre nossa carência com relação à eletricidade é o Sudeste do país.

2 | METODOLOGIA

O trabalho financiado pela Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Alagoas- FAPEAL divide-se em duas etapas, onde a primeira refere-se aos estudos bibliográficos e a segunda, pesquisas de campo.

Ainda no início da pesquisa percebeu-se que a relação: vertedores x influências ecológicas e socioeconômicas, não se resume apenas ao dimensionamento, podendo este sofrer interferência de outros fatores, como: ausência de precipitação na região, fazendo com que haja necessidade do fechamento das comportas, o que está sendo o caso de algumas usinas em nosso país, inclusive a de Xingó, ao qual mantém suas comportas fechadas.

Dessa forma, inicialmente a bolsista realizou pesquisas bibliográficas, buscando aprofundar-se sobre o assunto, a fim de obter um maior conhecimento na área, sempre buscando referências confiáveis. E na segunda etapa da pesquisa houve o deslocamento da bolsista até a região de Piranhas- AL e Canindé de São Francisco- SE, onde visitou-se a Usina Hidrelétrica de Xingó- sendo esta objeto de estudo por manter suas comportas fechadas desde 2009 pela baixa vazão defluente o qual foi permitido que conhecêssemos a usina, tendo acesso a seus departamentos internos, obtendo um conhecimento embasado sobre sua importância, e as dificuldades atualmente enfrentadas que afetam não apenas a região Nordeste, mas o país, o conhecimento pelos quais a hidrelétrica manteve suas comportas fechadas por tanto tempo, dados como: as dimensões dos vertedores, a capacidade do reservatório, entre outros. Outro lugar visitado foi o Museu Arqueológico de Xingó, um projeto desenvolvido pela UFS e apoiado pela CHESF “com o intuito de dar continuidade às pesquisas, viabilizar a curadoria do material coletado e colaborar para a preservação do patrimônio arqueológico regional”. Houve também a visita ao Centro Xingó, um lugar turístico da região, onde os visitantes têm acesso a informações sobre a região de Piranhas e Canindé. É perceptível a forte influência da hidrelétrica em relação ao desenvolvimento regional, dessa forma fez-se necessário procurar a comunidade de pescadores com o objetivo de desmistificar alguns pontos.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

O funcionamento de uma usina hidrelétrica ocorre a partir do represamento da água do rio, onde se dispõe de um reservatório, em períodos de chuvas intensas há um aumento no nível de água fazendo-se necessário controlar a vazão da água a partir dos vertedores, essa estrutura hidráulica por sua vez lança a água à montante para jusante, evitando um transbordamento, fato tal que poderia vir a causar grandes prejuízos na estrutura da barragem (PEREIRA, 2015). A água do reservatório é conduzida a partir de um aqueduto em direção as turbinas, onde estas a partir da força da água entram em movimento, acionando o gerador da usina e transformando energia mecânica em energia elétrica (PEREIRA, 2015).

O vertedor é uma das partes mais importantes de uma barragem, pois é através dele que nos tempos de chuvas intensas, é permitida a evacuação da água de forma segura, evitando que a mesma escoe por cima da barragem, gerando uma sobrecarga na estrutura, fazendo que esta venha a ruir.

“Se o vertedouro não for bem dimensionado, a força da água pode danificar a sua estrutura, fazendo com que a barragem se rompa, provocando graves acidentes, com danos não só para o meio ambiente, como para a agricultura e os seres humanos que habitam na área atingida”(AGSOLVE, 2008).

Vertedor é o “Órgão de controle de vazões regulares ou ordinárias e excepcionais (de cheia) podendo ser utilizado nas operações normais de descarga ou ainda para o controle de cheias” (MARTINS, 2016). O vertedor trata-se de uma estrutura parecida ao orifício, possuindo uma geometria definida, diferenciando-se deste apenas por não possuir a borda superior (PORTO, 2006; AZEVEDO NETTO, 2015).

“A construção de um bom vertedouro depende principalmente de obedecer fielmente às medidas pré-dimensionadas e de uma boa sondagem para se adotar os procedimentos corretos para construção” (AGSOLVE, 2008). Porém, quando se tem um bom dimensionamento, mas a vazão defluente não é suficiente para que a usina mantenha pelo menos a vazão afluente mínima, sendo necessário o fechamento das comportas, o problema torna-se tão preocupante quanto, já que a não abertura dos vertedores também gera graves problemas.

“Com a ausência de chuva, há uma redução do volume de água nas barragens e o estreitamento drástico do leito do rio São Francisco, não tem como evitar a grande crise que se aproxima. Sem água nas barragens, as usinas não vão poder realizar a captação de água para abastecer a população através das tubulações domiciliares” (FIALHO, 2015).

Dessa forma, sem volume de água suficiente nas barragens, a vazão afluente deve ser diminuída, causando um baixo nível de água à jusante do rio “prejudicando atividades como a pesca, irrigação, distribuição de água e ameaçando a própria vida do Velho Chico” (SANTOS, 2014).

“A redução da vazão do rio atinge duramente as regiões do submédio e do baixo São Francisco, prejudicando a navegação, empresas de abastecimento de água

que captam água no rio, a agricultura irrigada, a pesca artesanal e a aquicultura, as atividades do turismo e, sobretudo, a biodiversidade, sem falar nos impactos físicos do assoreamento, no aumento da força da cunha salina na região da foz e no aspecto da paisagem. Alguns desses aspectos são irreversíveis, como é o caso da biodiversidade” (FIALHO, 2015).

Logo percebe-se as graves consequências do baixo nível de água na hidrelétrica que impedem a abertura das 12 comportas, Genilson Santos explica ainda que:

“Entre os municípios de Canindé -SE e Piranhas- AL, na jusante do rio, é preocupante o baixo nível das águas. A população destaca que há muitos anos não vê o rio no estado crítico em que se encontra. Em alguns lugares já é possível ver o rio se transformando em riacho. Segundo ambientalistas, o Rio São Francisco enfrenta a pior seca dos últimos 12 anos” (2014).

3.1 Fórmulas para cálculo das vazões (Porto, 2006; Azevedo Netto, 2015)

- Vertedor Retangular de Parede Delgada

$$\varphi = 1,838 \times L \times H^{\frac{3}{2}} \quad (1)$$

- Vertedor Triangular de Parede Delgada

$$\varphi = 1,4 \times H^{\frac{5}{2}} \quad (2)$$

- Vertedor Retangular de Soleira Espessa

$$\varphi = 0,385 \times L \times H \sqrt{2gH} \quad (3)$$

- Vertedor Circular

$$\varphi = 1,518 \times D^{0,695} \times h^{1,807} \quad (4)$$

- Vazão de Projeto para vertedores de Soleira Espessa

$$\varphi = L \cdot Cd \left(\frac{2}{3}\right) \left[\left(\frac{2}{3}\right) \cdot g \cdot (H_1 - \Delta_z)^3\right]^{0,5} \quad (5)$$

Onde:

φ = Vazão de Projeto (m³/s);

L = Largura do Vertedor (m);

Cd= Coeficiente de descarga = 0,95;

g =Aceleração da gravidade = 9,8 m/s²;

H₁ = Altura do nível máximo (m);

Δ_z = Altura do barramento (m).

3.2 Noções básicas para dimensionamento

Após a avaliação preliminar do local, realiza-se o levantamento planialtimétrico

detalhado, com foco nas regiões do eixo e dos vertedores, pois é a partir do resultado desse estudo que podemos definir de forma preliminar os elementos básicos para o projeto, que são: “a cota máxima (H), nível máximo do reservatório, o posicionamento das estruturas (maciço, vertedouro, tomada d’água) e as interferências com a cobertura vegetal e com a infraestrutura local” (PEREIRA, 2015; MEIRELLES, 2017).

Após a análise topográfica deve-se realizar também os estudos geotécnicos e hidrológicos, o qual nos permite definir determinados parâmetros da construção, como: as características da fundação, disponibilidade e logística de materiais, estrutura de segurança e vedação, essas análises pré- estabelecidas podem sofrer alterações no futuro, a depender do resultado dos estudos de percolação e análise de estabilidade. A altura da barragem depende do nível máximo a ser armazenado, o qual este é definido a partir de estudos hidrológicos, estudo das cheias milenares e outras questões particulares como os limites impostos pela topografia da região, fatores econômicos, estudo dos impactos causados pela desapropriação das terras a serem alagadas, questões políticas, presença de infraestrutura, entre outros. Valendo ressaltar que a altura máxima da água define a posição do vertedor- responsável pelo escoamento da água.

“Conhecido a altura da água no seu nível máximo operacional, deve-se calcular a altura de segurança ou sobre-elevação (também conhecida como bordo ou borda livre, freeboard ou revanche da barragem) do maciço. A altura de segurança deve ser suficiente para impedir que as ondas formadas no interior do reservatório, quando atingem o maciço, sejam capazes de ultrapassá-lo. A borda livre é função da profundidade da água junto à barragem, da extensão (L) da superfície do reservatório (fetch), medida perpendicular ao eixo da barragem, e do vento que sopra sobre a superfície da água” (MEIRELLES, 2017).

3.3 Percolação

“A percolação ou infiltração é o movimento contínuo da água a partir da face de montante em direção a sua face de jusante. Esse movimento é afetado pelo grau de compacidade do solo, da textura, do grau de saturação, da estrutura e da temperatura da água, que influencia a sua viscosidade” (MEIRELLES, 2017). É necessário que haja uma atenção especial do engenheiro responsável quanto à infiltração, pois esta deve ser limitada ao princípio do controle de fluxo, pois se aflorado no talude de jusante, pode arrastar as partículas mais finas causando processos erosivos na parte interna, dessa forma, para prevenir tal inconveniente o comportamento da infiltração no maciço e sob o maciço deve ser previsto ainda na fase de projeto.

“A inserção de elementos de drenagem visa provocar o redirecionamento do fluxo, evitar a erosão interna reduzir as pressões intersticiais na porção de jusante, o que aumenta a estabilidade da obra. A presença destas estruturas é recomendável para barragens acima de 6m. A eficiência do dreno depende da sua localização e extensão. Para barragens de terra de seção homogêneas, o sistema de drenagem interna será constituído por filtros (ou drenos) verticais ou inclinados e sub-horizontais conjugados, além de drenos de pé. Para alturas superiores a 15m, os sistemas de drenagem deverão ser dimensionados com mais de um elemento

3.4 Estabilidade de Taludes e Fundações

Meirelles explica que ao se trabalhar com um terreno, onde sua superfície não é horizontal, gera-se esforços tangenciais o qual tende a movimentar o solo para as regiões mais baixas. O movimento de terra em tais circunstâncias denomina-se escorregamento de taludes, estes podem ocorrer de forma lenta, tendo ou não uma causa imediata aparente, porém, no geral, estes estão relacionados com as escavações, aumento da carga sobre os taludes, liquefações do solo provocadas por esforços dinâmicos, entre outros. As ações ocasionadas pela água são as maiores responsáveis pelo escorregamento de taludes, ao percolar em determinado maciço de terra, a água pode ocasionar tais consequências: Perda de resistência do solo pelo encharcamento; Elevação do peso específico do solo; Diminuição da perda efetiva do solo pelo desenvolvimento de pressões neutras; Introdução da força de percolação no sentido do escorregamento.

Quando a água escorre superficialmente sobre os taludes, principalmente o de jusante, a água consegue adquirir velocidade suficiente para provocar erosões. Tais processos erosivos geralmente iniciam na superfície do talude, causando degradações que podem causar a instabilidade do mesmo. Analisando os aspectos gerais dos escorregamentos, percebemos que estes podem ser provocados pelo aumento das forças atuantes, como também diminuição da resistência de cisalhamento do solo. Dessa forma, para analisar a estabilidade de um talude existente ou projetado, faz-se necessário realizar a comparação das tensões cisalhantes e a resistência ao cisalhamento ao longo de uma superfície potencial de escorregamento.

As pressões intersticiais nos solos coesivos compactados são produzidos pelos esforços de compressão, onde estes podem ser simulados em laboratório a partir de ensaio de compressão triaxial, já que este seria o ensaio mais adequado para a determinação da resistência ao cisalhamento dos solos.

A ruptura de um solo de forma ideal acontece a partir do cisalhamento ao longo da superfície, onde acontece o deslizamento de uma parte do maciço sobre a zona de apoio que permanece fixa. O fator de segurança contra a ruptura do solo acontece como um método de avaliar a estabilidade da barragem, o qual define-se como a razão entre as forças estabilizadoras e desestabilizadoras, sendo assim, a ruptura acontece quando essas forças se igualam e o fator de segurança iguala a unidade (2017).

3.5 Conhecendo a UHE de Xingó

A Usina Hidrelétrica de Xingó encontra-se instalada no Rio São Francisco, localizada entre o estado de Alagoas e Sergipe, mais precisamente entre as cidades de Piranhas-AL e Canindé de São Francisco-SE, possuindo uma área de drenagem de 609.386 Km², bacia hidrográfica de 630.000 Km². Possuindo uma barragem de

enrocamento. Possuindo cerca de 140 m de altura máxima, onde na margem esquerda (Alagoas) encontra-se o vertedor de superfície do tipo encosta com 02 calhas (principal e secundária) e 12 comportas do tipo segmento com capacidade de descarga de 33.000m³/s, sendo 6 comportas para cada calha e na margem direita, lado de Sergipe, localizam-se os muros de tomada d'água, condutos forçados expostos, casa de força do tipo semi- abrigada, canal de restituição e diques de seção mista terra- enrocamento totalizando o comprimento de crista em 3.623m. A Usina geradora possui 6 unidades com 527.000 KW de potência nominal unitária, totalizando 3.162.000Kw de potência instalada. A energia gerada é transmitida por uma subestação elevadora com 18 transformadores monofásicos de 185.000Kva, cada um eleva a tensão de 18 para 500Kva e 4 linhas de transmissão também com a tensão nominal de 500Kv para as seguintes localidades: Paulo Afonso (BA); Aracajú (SE); Messias (AL) e Angelim (PE). Contando ainda com uma subestação de 69/13.8Kv para distribuição local (CHESF, 2016).

A Usina em questão não possui um reservatório, a mesma foi projetada para ser uma Usina de fio d'água, a vazão de água que vem de Paulo Afonso para a Hidrelétrica de Xingó é totalmente turbinada pela unidade geradora, havendo assim a formação de um lago, a qualquer período do ano o lago se encontra no mesmo nível, porque se o nível de água baixar muito prejudica o rendimento da unidade, variando entre a cota 136 a137m acima do nível do mar, sendo que o máximo que a cota de água pode chegar é 139m acima do nível do mar.

Sabe-se que desde 2009 até 2016 a hidrelétrica não abre suas comportas devido à escassez de chuva na região, o que se torna um grande problema, já que é esta usina quem controla o volume de água do Rio São Francisco no trecho que banha os municípios ribeirinhos da localidade, além de “com os reservatórios das usinas hidrelétricas cada vez mais baixos, por causa da estiagem, o sistema elétrico depende cada vez mais de usinas térmicas, que geram energia mais cara, pois funcionam por meio da queima de combustíveis” (LIS, 2017). Em julho 2017 houve a abertura de apenas uma comporta, com a vazão do rio São Francisco à 600m³/s, gerando com apenas uma unidade geradora, com vazão de 460m³/s e vertendo 140m³/s. De qualquer forma percebe-se o quanto estamos precisando de chuvas (principalmente na nascente do rio- MG) e atitudes das autoridades competentes quanto à preservação de nosso rio.

3.6 Aspectos sociais, econômicos e ambientais

De acordo com a enciclopédia dos municípios de Alagoas (2012), em outubro de 1859, com a visita do Imperador D. Pedro II à localidade, fez-se necessário a determinação da construção da estrada de ferro Paulo Afonso, ligando as cidades de Piranhas até Tacaratu – Atual Petrolândia. Tal acontecimento veio ampliando o espaço urbano. Em 1867 foi criada a navegação à vapor, com o percurso Penedo- Piranhas,

transportando mutuamente mercadorias e pessoas do sertão para o litoral. No dia 25 de fevereiro de 1881 inaugura-se o primeiro trem na localidade de Paulo Afonso, sendo este então um largo passo rumo ao desenvolvimento. E a partir de então, a região começou a crescer até que nos anos 1960 deu-se por finalizada a navegação a vapor em Penedo, prejudicando diretamente as fábricas de tecido e posteriormente a via férrea também deu-se por desativada. Em 1980, lança-se o projeto da UHE de Xingó, impulsionando a economia e abrindo portas para o ramo turístico em Piranhas.

Durante a construção da hidrelétrica em 1988, foi descoberto um dos maiores sítios arqueológicos com enterramentos humanos pré-históricos do Brasil, o que deu origem ao museu arqueológico de Xingó-MAX, em 2000, com o intuito de dar continuidade às pesquisas, viabilizar a curadoria do material coletado e colaborar para a preservação do patrimônio arqueológico regional. A construção motivou um projeto de salvamento arqueológico na área que seria inundada pelo lago da usina, o projeto foi desenvolvido pela Universidade Federal de Sergipe (UFS), com o apoio da Companhia Hidrelétrica do São Francisco (CHESF).

A poesia “O Rio Nasce Criança” é uma das várias rimas do pescador/autor Antônio Santos, mais conhecido como Seu Toinho Pescador, uma figura ilustre do nosso Nordeste, grande defensor do Velho Chico, que demonstra através de rimas a situação do nosso Rio São Francisco e da comunidade que dele sobrevive.

O Rio Nasce Criança

O rio nasce uma criança, desce crescendo até o mar
encontrar

Cheio de tantas riquezas para sua população criar.

Povos, animais, aves, árvores e passarinhos

Estavam sempre a esperar

Pelas cheias periódicas que

A partir de outubro eram costume chegar

Estas cheias eram uma riqueza para os peixes desovar.

Eram formadas de chuvas que caíam no sertão

Aonde tinha o cerrado e grandes matas

Por isso não havia “assoriação”

As águas vinham adubadas da matéria orgânica da
criação

Enchendo lagoas e várzeas, era grande a produção

Gerando muitos empregos para toda a população.

José e Maria plantavam arroz nas terras destas lagoas
E cantavam com os passarinhos, fazendo uma orquestra
boa:

“Paturi que anda fazendo ao redor desta lagoa”.

Quem tem paturi tem pato, quem tem asa cai no laço

Quanto mais quem não “avoa”.

Maria vivia alegre, plantando arroz na lagoa

Via que as aves engordavam tanto que tinha asa mas
não voa

E as lagoas tinham tanto peixe que ela pegava à toa

E nos riachos das várzeas, tinha muita camarão

E os pescadores, de puçá, enchiam suas canoas.

E os passarinhos cantavam, mas sempre a trabalhar

E quando os mosquitos e insetos passavam, eles iam
pegar

E as piabas e os peixes, dia e noite sem parar, comendo

Formigas, cupins, grilos e ratos que nas águas iam boiar

Deixando a terra pronta para o homem trabalhar.

Os projetos de barragem, foi aí que a coisa mudou

E os animais e os passarinhos foi quem primeiro dançou

Acabaram com as enchentes e as plantações de cana
aumentou

Destruíram quase todas as matas e as nascentes dos
rios secou

Plantando com adubo e agrotóxicos

Passarinhos e animais matou.

É triste esta história, eu não gostaria de contar

Os mosquitos e cupins invadiram as cidades

E vejam quem foi penar

As crianças que moram nas favelas, pois não tem onde
morar

Os que cantavam na lagoa

Não tem mais orquestras para lhe acompanhar
E o rio está doente e a sua população também está.

Agora a alternativa é nosso rio Revitalizar!

(SANTOS, 2012)

4 | CONCLUSÕES

As edificações desempenham grandes papéis em nossa sociedade, dessa forma todos os profissionais envolvidos devem possuir grande discernimento na realização de um projeto, embora achemos que não, mas as construções conseguem unir, formar, melhorar e desenvolver uma comunidade, ao assinarmos uma Anotação de Responsabilidade Técnica (ART) não estamos nos comprometendo a apenas “levantar paredes”, estamos construindo o futuro e realizando sonhos, estamos deixando um legado para as próximas gerações, dessa forma, precisamos ter bastante cautela ao idealizar um projeto, buscando manter uma conscientização ambiental, pois se precisamos das construções para melhorar nossa qualidade de vida, também precisamos do meio ambiente para sobreviver.

REFERÊNCIAS

AGSOLVE. **Vertedouros bem dimensionados garantem segurança em barragens**, 2008. Disponível em: <https://www.agsolve.com.br/dicas-e-solucoes/vertedouros-bem-dimensionados-garantem-seguranca-em-barragens>. Acesso em: 30 de junho de 2016.

AZEVEDO NETTO, J. M. de; **Manual de Hidráulica**, 9º edição, São Paulo, Editora: Edgard Blücher, 2015, 632p.

Enciclopédia Municípios de Alagoas. Carlos Alberto Pinheiro Mendonça: Instituto Arnon de Melo; Leonardo Simões: Coordenador geral. Maceió- Núcleo de projetos Especiais, 2012. 540 pg. ISBN: 85-99408-02-x.

FIALHO, H. Crise de água: **Falta de chuva em Minas Gerais pode secar o leito do rio São Francisco**, 2015. Disponível em: <http://minutosertao.com.br/>

LIS, L. **Reservatórios de Hidrelétricas do Sudeste e Centro- Oeste têm o pior outubro desde 2000**, 2017. G1, Brasília. Disponível em: <https://g1.globo.com/economia/noticia/reservatorios-de-hidreletricas-do-sudeste-e-centro-oeste-tem-o-pior-outubro-desde-2000.ghtml>. Acesso em: janeiro de 2018.

MARTINS, José Rodolfo Sacarati. **Barragens e estruturas hidráulicas**, 2016. Disponível em: www.pha.poli.usp.br/LeArq.aspx?id_arq=11766. Acesso em: 10 de maio de 2016.

MEIRELLES, F. S. C. **Curso de Segurança de Barragens**, 2017. Módulo I- Barragens: Aspectos legais, técnicos e socioeconômicos. Unidade 9: Barragens de terra e enrocamento. Disponível em: https://capacitacao.ead.unesp.br/dspace/bitstream/ana/110/2/Unidade_1-modulo1.pdf. Acesso em:

janeiro de 2018. noticia/9817/2015/02/03/crise-de-agua-falta-de-chuva-em-minas-gerais-pode-secar-o-leito-do-rio-so-francisco. Acesso em: Maio de 2016.

*PEREIRA, G. M.; **Projeto de usinas hidrelétricas passo a passo.** São Paulo: Oficina de Textos, 2015. 490p.*

*PORTO, R. M.; **Hidráulica Básica, 4ª Edição,** São Carlos-SP: EESC-USP, 2006, 540p.*

*SANTOS, A. G. **Pescando cidadania: poemas.- 2. Ed. Revisada e ampliada.-** Maceió: Q Gráfica, 2010, 123 pg.*

*SANTOS, G. **Chesf armazena água nas hidroelétricas e situação continua crítica entre Sergipe e Alagoas,** 2015. Disponível em: <https://genilson santos.wordpress.com/2014/02/07/chesf-armazena-agua-nas-hidroeletricas-e-situacao-o-continua-critica-entre-sergipe-e-alagoas>. Acesso em: Junho de 2016.*

ANÁLISE DA IMPLANTAÇÃO DE PAVIMENTO PERMEÁVEL EM UMA ÁREA DA CIDADE DE JOINVILLE/SC

Adilon Marques dos Santos

UNISOCIESC

Joinville - SC

RESUMO: O incômodo com desastres por meio da natureza está cada vez mais presente no cotidiano das sociedades urbanas, contudo cada vez mais se busca repensar e desenvolver novas maneiras de mitigar e combater situações naturais que trazem destruição, danos materiais e até vidas humanas. A abordagem ambiente também é contemplada, e é influencia direta no desenvolvimento dos objetivos do projeto, pois a existência de enchentes causa o dano no ambiente das cidades urbanas, seus animais e vegetação. O desenvolvimento do trabalho se deu, nos levantamentos científicos e conceitos das melhores praticas de drenagem, escolha do local para analise e posteriormente o dimensionamento do modelo do sistema de drenagem, resultando em um projeto de pavimentação drenante. O uso da tecnologia de pavimento permeável, para dar suporte a um sistema de drenagem eficiente, previu conceitos compensatórios e atuais de drenagem urbana. Foram levantados dados e informações, analisados, exposto o método de trabalho empregado e posteriormente desenvolvido todo o dimensionamento, tendo no final a projeção física do pavimento e contribuição para mitigar

danos e aumentar a eficiência do sistema drenante no local. Chegando assim no objetivo proposto do projeto, onde se analisou capaz de reter cerca de setenta e nove caminhões pipa de água, com capacidade de vinte mil litros cada um.

PALAVRAS-CHAVE: Drenagem urbana, Pavimento permeável, Enchentes, Meio Ambiente, Projeto de Drenagem.

ABSTRACT: The discomfort with disasters through nature is increasingly present in the everyday life of urban societies, but more and more we seek to rethink and develop new ways to mitigate and combat natural situations that bring destruction, material damage and even human lives. The environmental approach is also contemplated, and is a direct influence on the development of the project objectives, since the existence of flood causes damage to the environment of urban cities, their animals and vegetation. The development of the work was done in the scientific surveys and concepts of the best drainage practices, choice of the site for analysis and later the design of the drainage system model, resulting in a drainage paving project. The use of permeable pavement technology, to support an efficient drainage system, predicted compensatory concepts and current urban drainage. Data and information were collected, analyzed, exposed the work

method employed and later developed all the design, having at the end the physical projection of the pavement and contribution to mitigate damages and increase the efficiency of the drainage system in the place. Arriving thus in the proposed objective of the project, where it was analyzed able to retain about seventy-nine water kite trucks, with a capacity of twenty thousand liters each.

KEYWORDS: Urban drainage, Pervious pavement, Floods, Environment, Drainage Project.

1 | INTRODUÇÃO

A influência das precipitações sobre o ambiente com consequências diretas nas atividades sociais e humanas, tendo como princípio socioeconômico, principalmente, tem levado a uma crescente demanda de ações, e informações para combater essa realidade dos meios urbanos.

Sendo assim, a dinâmica temporal e espacial da precipitação pluviométrica dentro de uma bacia hidrográfica, bem como o seu próprio funcionamento, é de grande importância para o planejamento urbano. Conforme Hermann (2014) e Horn (2012), as chuvas têm influência na infraestrutura e nos recursos naturais das cidades e causam situações como enchentes, erosões e, conseqüentemente, levam prejuízos às populações.

Silveira (2009) mostra que houve um aumento da frequência de enchentes na cidade de Joinville entre os anos de 1851 a 2008.

Essa problemática leva a necessidade de repensar seus sistemas de drenagem e infraestrutura, sendo uma questão que mobiliza recursos e profissionais de várias áreas tais como habitação, saúde, infraestrutura e defesa civil.

Com o intuito de analisar a contribuição de um pavimento permeável como tecnologia de combate às enchentes urbanas, o presente trabalho se desenvolveu, como exposto a seguir:

2 | BACIA HIDROGRÁFICA

A hidrologia é uma ciência que tem como base os processos envolvidos em conceitos físicos naturais por meio de observação. Os fenômenos provocados nos processos hidrológicos de uma bacia hidrográfica são eventos meteorológicos, os quais possuem uma previsão em curto prazo mais segura, pois tecnologicamente a médio e longo prazo sua precisão se torna mais instável (TUCCI, 2000).

O Brasil é uma potência no que se refere ao acesso aos recursos hídricos, por toda sua extensa e rica malha hidrográfica, essas estruturas naturais recebem o nome de bacia hidrográfica. Conceitualmente é um sistema de nascentes, cursos d'água, suas nascentes e foz, sempre definidas por uma hierarquização de todo o sistema da bacia hidrográfica (SANTOS, 2004).

3 | DRENAGEM URBANA

Todo projeto de infraestrutura ou de drenagem urbana parte do princípio de que a água tem que escoar o mais rápido possível para fora do espaço na qual não há interesse, por diversos fatores variáveis, que a água fique ali ocupando o espaço. Todo o processo de urbanização também é outro fator que interfere diretamente na eficiência da drenagem urbana, a impermeabilização do solo e as redes de condutos pluviais. Todas essas definições de projeto, logo terão influência em outros conceitos atrelados ao da drenagem, como o aumento de determinadas ordens de magnitude das vazões máximas, o nível de enchente e sua frequência (SECRETARIA DE ESTADO DO MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS, 2002).

O desenvolvimento da urbanização nos últimos anos no Brasil é um dos fatores mais relevantes na análise desta situação. Quando se pensa em drenagem urbana, obrigatoriamente necessita-se entender o processo que os espaços urbanos vêm ocupando. Segundo o Instituto Brasileiro de Estatística e Geografia (2011), na década de 1950, a população urbana do Brasil era de 18.782.891 habitantes, passando em 2010 para 160.925.792 habitantes, um aumento de quase 10 vezes a quantidade de pessoas nos espaços urbanos.

Joinville historicamente desenvolveu-se dentro de suas bacias hidrográficas, que naturalmente já comportavam sua área de enchente. O desenvolvimento da cidade e de sua estrutura urbana, bem como a impermeabilização de seu solo perto de rios e encostas, naturalmente fez com que a cidade convivesse com problemas de enchentes trazendo prejuízos sociais, econômicos e de saúde. A mancha de enchente localiza-se essencialmente em seu perímetro urbano, tendo essa densidade populacional e estrutural como fator relevante na eficiência de sua drenagem urbana. Segundo Tucci (2005), enchentes devido à urbanização ocorrem nos sistemas de drenagem urbana pelo fato do solo impermeabilizado, suas canalizações e por eventuais obstruções nestes sistemas.

Fundamentalmente existem duas maneiras distintas de pensar a drenagem no meio urbano, diferentes formas de trabalhar o escoamento superficial direto em meios urbanizados, sendo um embasado no aumento da condutividade hidráulica e outro pensando o armazenamento destas águas (SCARATI; MARTINS, 2006).

Baptista & Nascimento (2005) pensaram a problemática da drenagem urbana de duas formas distintas, prevendo a intervenção hidráulica: o processo tradicional ou clássico e o técnico alternativo, que pensa em tratar as questões compensatórias de drenagem e no controle da origem.

3.1 Sistema clássico

As bases para o tratamento da drenagem das águas pluviais e servidas têm como recomendação o rápido transporte das mesmas, de áreas urbanas, por meio de galerias, condutos subterrâneos preferencialmente, normalmente funcionando por

gravidade. Tendo sua captação por meio de bocas de lobo, e direcionadas para o sistema de macrodrenagem.

Segundo Scarati Martins (2006), todo o sistema de drenagem pensado e projetado dentro desta perspectiva tende a aumentar as vazões dos cursos ali vinculados, causando enchentes nestas áreas à jusante, em comparação a condição anterior daquela implantação do sistema de drenagem.

3.2 Sistema alternativo ou compensatório

É uma alternativa aos sistemas clássicos, pois trata todo o sistema de drenagem como um sistema geral, essas tecnologias possibilitam minimizar o impacto da urbanização e impermeabilização das esferas urbanas. Essa compensação vem do princípio de controlar todo o excesso de água proveniente das áreas impermeabilizadas, retardando sua transferência direta para a jusante.

Tal sistema de drenagem teve seu desenvolvimento a partir do ano de 1970 na Europa e América do Norte, evoluindo seus conceitos tecnológicos e científicos, buscando outra forma de tratar as problemáticas de enchentes e impermeabilização. Usufruindo basicamente de conceito de “compensação” de drenagem, assim minimizando os efeitos da drenagem, e os impactos na vida urbana e seu meio ambiente (BAPTISTA; NASCIMENTO, 2005).

A partir disto, Baptista & Nascimento (2005) expõem medidas e aplicações não estruturais relevantes com impacto direto na minimização das *enchentes*, sendo elas estas:

- a. Bacias ou reservatórios de detenção ou bacias de amortecimento de enchentes;
- b. Estruturas de armazenamento temporário, implantadas por simples adequação de configuração topográfica em área de estacionamento, terrenos esportivos e áreas livres em geral;
- c. Pavimentos porosos ou permeáveis, destinados ao armazenamento temporário e/ou infiltração, em áreas de estacionamento ou sistema viário;
- d. Estruturas que favoreçam a percolação, tais como trincheiras, poços, valas, valetas etc;
- e. Canalização em cursos d'água com técnicas que favorecem o escoamento lento ou mesmo a detenção temporária das águas;
- f. Tratamento do fundo dos vales com zoneamento de planícies de enchente e delimitação de áreas *non aedificandi* destinadas ao armazenamento temporário.

O uso destas perspectivas tecnológicas tem se mostrado mais eficaz com o passar do tempo, assim realizando seu objetivo que é armazenar as águas provenientes do escoamento superficial e destinando gradativamente essas águas, ou deixando que

elas infiltrarem naturalmente ou solo.

4 | PAVIMENTO PERMEÁVEL

Nos pavimentos convencionais normalmente impermeáveis ou com baixa permeabilidade, o acúmulo de água superficial é evidente, logo em momento de grande precipitação, essas áreas estão mais propensas a enchentes. Já o concreto permeável tem como característica a permeabilidade de quase sempre 100% do excesso superficial de água infiltrando no solo, ou até mesmo ser direcionado por estruturas auxiliares de drenagem, assim sendo um ótimo agente hidráulico para pensar um sistema de drenagem urbana efetivo, como observa-se na Figura 1, Pavimento impermeável (a) e o Pavimento permeável (b) (ABCP, 2011).

A estrutura de um pavimento permeável deve ser dimensionada considerando-se a chuva da região, um determinado período de retorno, e de acordo com as características de permeabilidade e suporte do solo, e ainda deve-se considerar o nível do lençol freático (ABCP, 2011).

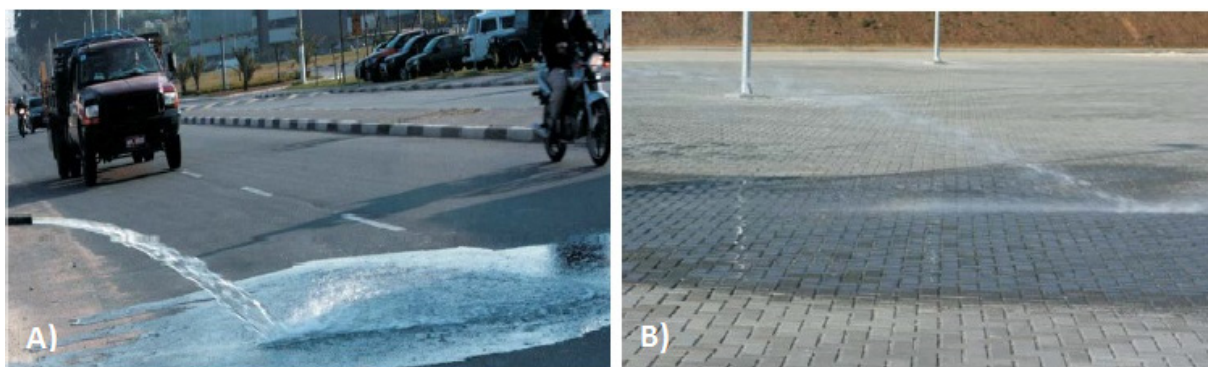


Figura 1: Pavimento impermeável (a) x Pavimento permeável (b)

Fonte: EPA, 2014.

A água infiltrada fica retida dentro da estrutura do pavimento, funcionando como uma caixa de retardo, assim deve ser dimensionada considerando a estrutura do solo, acúmulos de chuva e tráfego das vias empregadas, tendo como principal ponto de ganho o escoamento da água da superfície do pavimento, assim mantendo a área útil para tráfego.

4.1 Estrutura e função de um pavimento permeável

O pavimento permeável dentro de uma perspectiva de drenagem urbana é considerado uma tecnologia de drenagem compensatória, tendo seu uso principalmente em áreas como estacionamento e ruas com tráfego de veículos leves, locais de esportes, praças e condomínios, residências, etc (ASCE, 1992).

Com base em estudos realizados desde os anos de 1980, na França, essa

tecnologia pode ser empregada em vias de médio e alto tráfego, assim como as vias em torno da cidade de Bordeaux (CERTU, 1998).

Todos esses esquemas estruturais, quando vistos sob a ótica hidráulica, tem como objetivo a redução do escoamento superficial, assim intervindo diretamente na bacia de drenagem das instalações ali implementadas, diminuindo as áreas impermeáveis atreladas ao sistema como um todo, apresentando eficiência superior, principalmente em chuvas de pouca intensidade (ASCE, 1992).

Dentro dessas abordagens sabe-se que há dois usos diretos do pavimento permeável, os infiltrantes e os armazenadores (ABCP, 2015).

- a. Infiltrantes: são aqueles em que a água infiltra por entre o concreto e escorre direto para o solo;
- b. Armazenadores: aqueles que pretendem que parcialmente ou toda a água infiltrada seja retida em reservatórios e afins, por meio de condutos, assim trabalhadas na macrodrenagem.

A seguir a Figura 2a, 2b e 2c ilustram os sistemas distintos de projeção da implementação construtiva dos pavimentos permeáveis, e suas respectivas funções.

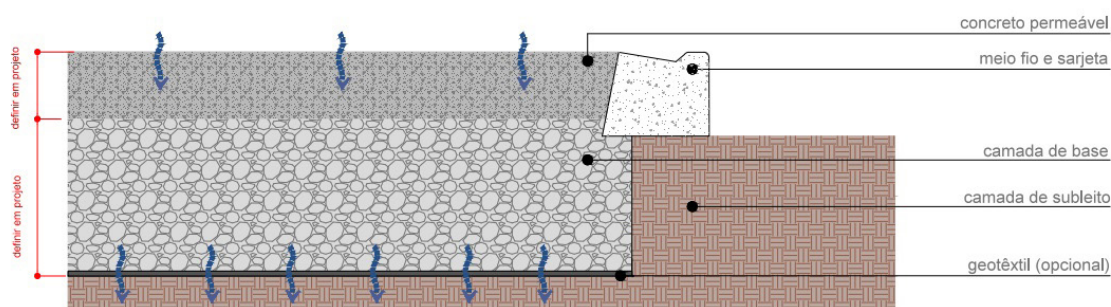


Figura 2a: Pavimento permeável com infiltração total ao solo

Fonte: ABCP, 2015.

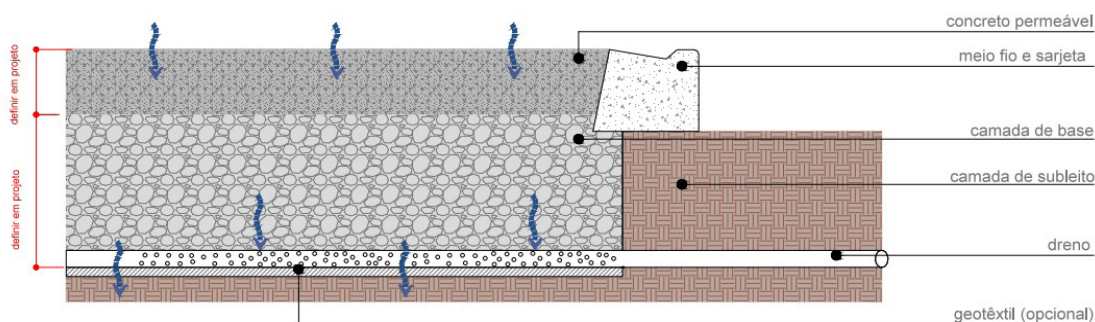


Figura 2b: Pavimento permeável com infiltração parcial ao solo

Fonte: ABCP, 2015.

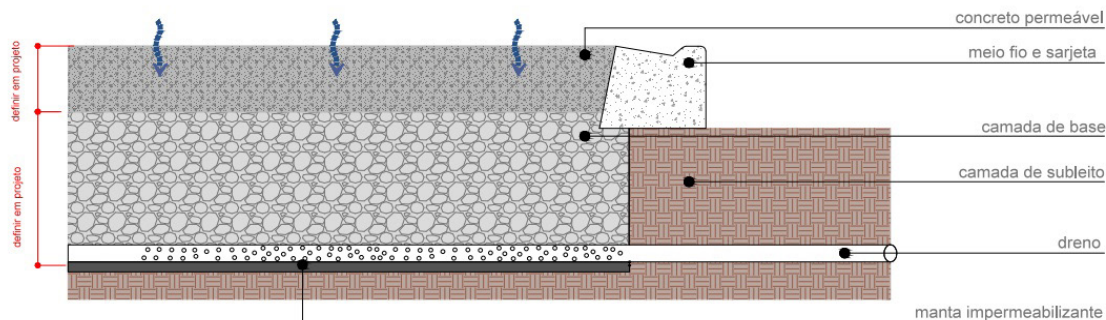


Figura 2c: Pavimento permeável sem infiltração ao solo

Fonte: ABCP, 2015.

Existe uma grande variedade de estruturas que se enquadram no conceito de pavimentos permeáveis, com algumas diferenciações bem claras. Dois tipos de pavimentos permeáveis normalmente encontrados são os pavimentos permeáveis feitos de blocos de concreto, vazados ou não, e os pavimentos porosos, conhecido também como concreto asfáltico poroso, e também, como camada porosa de atrito (CPA).

4.2 Coeficiente de permeabilidade

A permeabilidade do solo é sua capacidade de permitir a percolação de fluidos através dos vazios contidos no solo. O coeficiente de permeabilidade indica a velocidade de infiltração da água no solo, referida em m/s (PINTO, 2002), permitindo assim a análise do solo para verificação da viabilidade técnica da implantação de um sistema de pavimento permeável mais eficiente para cada situação.

5 | DIRETRIZES PARA DIMENSIONAMENTO DA CAMADA DE RETENÇÃO DO PAVIMENTO PERMEÁVEL

Neste item referencial trabalha-se dois métodos semelhantes de dimensionamento, tanto um como o outro partindo de princípios similares e fazendo referencial ao processo de dimensionamento modular da camada do pavimentos permeáveis como referência básica.

Os dois métodos serão colocados como Método 1 e Método 2, logo discriminados a partir daqui.

6 | MÉTODO CIRIA

O Método 1 é proposto por CIRIA (2007), e atende aos três sistemas de execução de pavimento permeáveis, o com infiltração total da água ao solo, o de infiltração parcial da água ao solo e o sem infiltração ao solo, aqui classificados sequencialmente

como A, B e C.

Primeiramente define-se o fator R, nomenclatura dada a Razão entre área drenada com a área de infiltração, que é dada pela equação a seguir (CIRIA, 2007):

$$R = AD / Ab \quad (1)$$

Sendo:

AD= área drenada (m²)

Ab=base da área do sistema de infiltração (m²)

CIRIA (2007) e Interpave (2008) adotam R=2,0 como sendo o valor máximo de uso do R.

O fator R, faz-se necessário em outra equação para o cálculo da profundidade máxima da água numa região plana de infiltração, equação essa determinada segundo CIRIA (2007) pela equação a seguir:

$$h = (D/n) * (R*i-q) \quad (2)$$

Sendo:

h= Profundidade máxima da camada de pedras britadas (m);

D= Duração da chuva (h);

i= Intensidade da chuva (mm/h) conforme período de retorno adotado;

q= Condutividade Hidráulica do Solo (m/h);

R= Razão entre a área drenada com área de infiltração;

n= porosidade do material (volume dos vazios/volume total).

Tomaz (2002) afirma que o h_{min} adotado deve ser de 0,30m. Posteriormente depois de calcular h, foi necessário dimensionar o Tempo de esvaziamento, (Tomaz, 2002) conforme equação a seguir:

$$T_{\text{esvaziamento}} = (n * h) / q \quad (3)$$

Sendo:

h = Profundidade máxima da camada de pedras britadas (m);

q = Condutividade Hidráulica do Solo (m/h);

n = porosidade do material (volume dos vazios/volume total).

O dimensionamento destes fatores, no desenvolver da cama de sub-base atende os três métodos distintos de dimensionamento, tanto para o modelo de escoamento direto ao solo quanto ao sistema parcial de infiltração do solo e o sistema sem infiltração ao solo.

6.3 Intensidade de precipitação

O tempo de concentração de chuva é um fator necessário como descrito nos itens anteriores, logo o dimensionamento deste valor se torna fundamental para a viabilidade do dimensionamento do projeto.

Para obtenção do valor da precipitação do período de chuva, destaca-se a seguir a equação 10, a equação de Lopes e Ramos (2006):

$$i_{T,d} = \frac{1,14 \cdot e^{1,5 \cdot \ln(\ln d / 7,3)} \cdot \left\{ 75,802 - 27,068 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right] - 15,622 \right\}}{d} \quad (4)$$

Sendo:

i = Intensidade média máxima da chuva, em mm/min;

T = Período de retorno, em anos;

t = Duração da chuva, em minutos.

A partir da equação de Lopes e Ramos (2006), chega-se a um valor para o tempo de concentração.

No próximo item, abordam-se as diretrizes para o dimensionamento da camada de retenção da água que será drenada pelo pavimento permeável, logo ponto máximo do trabalho proposto.

7 | DIRETRIZES PARA DIMENSIONAMENTO DA CANALIZAÇÃO DA ÁGUA INFILTRADA NA PAVIMENTAÇÃO PERMEÁVEL.

Aqui procura-se expor todos os cálculos para o dimensionamento das tubulações que servirão para o auxílio na drenagem da água que será armazenada no reservatório de um pavimento permeável. Tendo a estrutura em “espinha de peixe” ou transversalmente ao sentido da via de modelo.

Usa-se a Lei de Darcy para a determinação da vazão do pavimento, logo o cálculo da vazão de saída da estrutura do reservatório (sub-base) de pedras britadas, onde serão instalados tubos perfurados com o objetivo de remover parcialmente a água ali infiltrada, cálculo esse estimado conforme Cedergreen, 1974 (Iterpave, 2008).

$$Q = K \cdot (h / b)^2 \quad (5)$$

Sendo:

Q = taxa de *runoff* (escoamento superficial) no pavimento (m/s)

K = coeficiente de permeabilidade da sub-base (m/s)

h = espessura da sub-base acima da área impermeável (m)

b = metade da distância entre os drenos (m)

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland (2011) expõe valores para o coeficiente de permeabilidade, como podemos observar a seguir na tabela 1:

Tipo de Solo	Coefficiente de permeabilidade K (m/s)	Grau de Permeabilidade
Brita	$>10^{-3}$	Alta
Areia de brita, areia limpa, areia fina	10^{-3} a 10^{-5}	Média
Areia, areia suja e silte arenoso	10^{-5} a 10^{-7}	Baixa
Silte, silte argiloso	10^{-7} a 10^{-9}	Muito Baixa
Argila	$<10^{-9}$	Praticamente Impermeável

Tabela 1 - Valores de coeficiente de permeabilidade de solos

Fonte: Terzagui, Peck, 1967

Logo com a informação do valor de K, pode-se chegar ao valor de determinação de b e posteriormente o dimensionamento do diâmetro do tubo em relação à capacidade de condutividade com a água drenada, sabendo assim números de tubos em relação à área e suas distâncias. O dimensionamento do reservatório e possíveis canalizações.

Após a determinação do espaçamento mínimo entre os tubos de drenagem, os mesmos foram dimensionados, para isso seguimos um processo determinado por Tomaz (2009), que conforme Tabela 2 obtém-se as informações das vazões de tubos de concreto que variam de 5 cm até 45 cm de diâmetro e declividade variante de 0,05% até 5%, como pode-se visualizar a seguir:

Diâmetro da tubulação		Vazão a seção plena (m ³ /s)									
		m/m	m/m	m/m	m/m	m/m	m/m	m/m	m/m	m/m	m/m
cm	m	0,005	<u>0,01</u>	0,015	0,02	0,025	0,03	0,035	0,04	0,045	0,05
5	0,05	0,000	<u>0,001</u>	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,002
10	0,10	0,003	<u>0,004</u>	0,005	0,006	0,007	0,008	0,008	0,009	0,010	0,010
15	0,15	0,009	<u>0,013</u>	0,016	0,019	0,021	0,023	0,025	0,026	0,028	0,030
20	0,20	0,020	<u>0,028</u>	0,035	0,040	0,045	0,049	0,053	0,057	0,060	0,064
25	0,25	0,036	<u>0,052</u>	0,063	0,073	0,082	0,089	0,097	0,103	0,109	0,115
30	0,30	0,059	<u>0,084</u>	0,103	0,119	0,133	0,145	0,157	0,168	0,178	0,188
35	0,35	0,089	<u>0,127</u>	0,155	0,179	0,200	0,219	0,237	0,253	0,268	0,283
40	0,40	0,128	<u>0,181</u>	0,221	0,256	0,286	0,313	0,338	0,361	0,383	0,404
45	0,45	0,175	<u>0,247</u>	0,303	0,350	0,391	0,428	0,463	0,495	0,525	0,553

Tabela 2 - Vazões a seção plena de tubos de 5cm a 45cm e para declividades de 0,005m/m a 0,05m/m conforme Equação de Manning.

Fonte: Plínio Tomaz, 2009.

Tendo as informações referentes às tubulações é necessário determinar a vazão em relação à intensidade de precipitação das águas pluviais, informação essa determinada pela equação 11 (TOMAZ, 2009), como verificado a seguir:

$$\text{Vazão total} = i * \text{Ac} \quad (6)$$

Ac = Área de contribuição;

i = Intensidade da chuva (mm/h) conforme período de retorno adotado;

Posteriormente deve-se utilizar o valor determinado da vazão total e dividir pela capacidade de vazão da tubulação escolhida conforme Tabela 4, assim determinando o número de tubos necessário para atender a demanda do sistema drenante (TOMAZ, 2009). A seguir equação 12:

$$\text{Número de tubos} = \text{Vazão total calculada} / \text{Vt} \quad (7)$$

Vt = Vazão da tubulação (m³/s).

Tendo o número de tubos necessário para o processo de escoamento da água que será retida no sistema do pavimento, nos resta a verificação de que o números de tubos respeitaram a distância máxima necessária calculada anteriormente, conforme equação 13 a seguir:

$$\text{Distância entre tubos} = L / \text{Número de tubos} \quad (8)$$

L = Comprimento total do trecho (m).

Atendendo as especificações ou se fazendo necessário o aumento no número de tubos para se adequar a distância máxima, tendo o sistema de escoamento da água armazenado na sub-base finalizada, o próximo passo para desenvolvê-lo será esse exposto no próximo parágrafo.

8 | ANÁLISE DO TRECHO BASE

As dimensões do trecho estudado são semelhantes em toda a sua extensão de 650 metros, tendo basicamente uma largura de 10 metros, conforme medidas tiradas “in loco”. Foram registradas as medidas em três pontos, no sentido centro bairro. O primeiro acontece na estaca 3+10m, o segundo ponto na estaca 12+10m e posteriormente o terceiro ponto 32+00m, como ilustra a Figura 3 a seguir:

A realização das medições nos trechos teve como objetivo obter a média das larguras do trecho da Rua Marquês de Olinda.

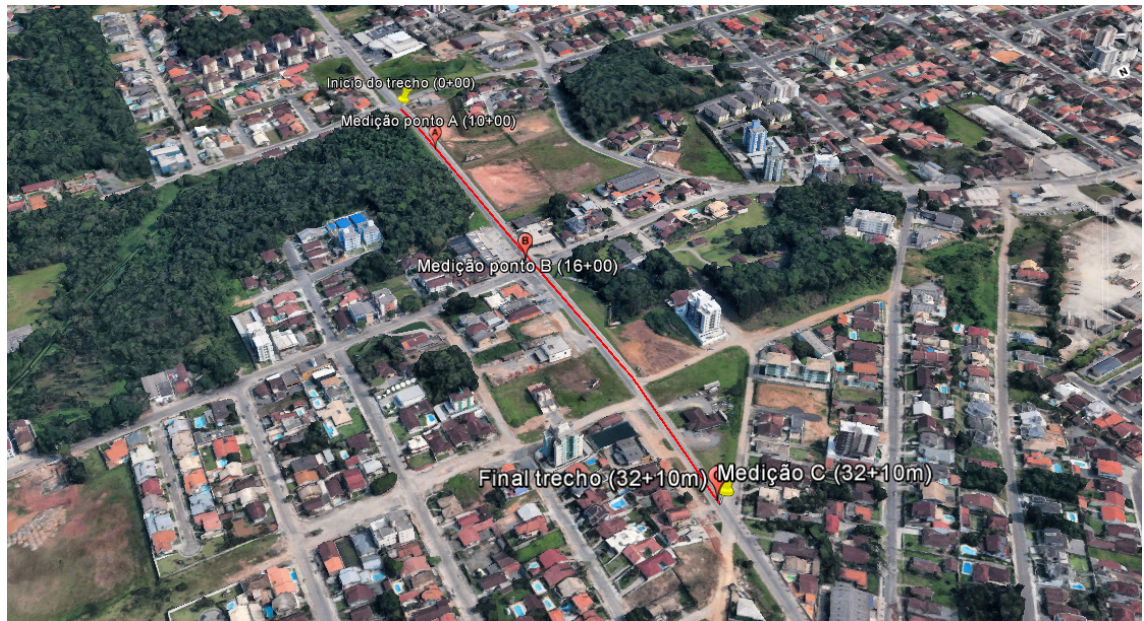


Figura 3 - Representação dos pontos de medição no trecho modelo

Fonte: Google Earth, 2017

Os resultados estão disponibilizados a seguir na Tabela 3:

TABELA DE RESULTADOS DO TRECHO DE TRABALHO	
ESTACA	LAGURA (Metros)
10+00	11,00
16+00	10,00
32+10	10,00

Tabela 3 - Valores de Larguras medidas na rua Marquês de Olinda

Fonte: Os Autores, 2017.

Com as informações levantadas acima, conclui-se que a largura média do trecho calculado através da soma total a divisão pelo número de medição, chegou-se a informação:

$$\frac{11,00 + 10,00 + 10,00}{3} = 10,33 \text{ metros}$$

Com essa informação realizou-se o dimensionamento da camada de retenção do pavimento permeável, expondo a melhor maneira de desenvolvimento para a situação encontrada no trecho proposto.

9 | DIMENSIONAMENTO DA CAMADA DE RETENÇÃO DO PAVIMENTO PERMEÁVEL

Neste item será abordado o dimensionamento da camada de retenção do pavimento permeável poroso, embasado no referencial teórico do item 2.5, onde estão expostas as diretrizes que determinaram o método de dimensionamento aqui desenvolvido.

Primeiramente como já abordado, foi necessário definir qual sistema de pavimento permeável adotou-se, dos três modelos de sistemas de pavimento permeável referenciados no item 2.3. Optou-se pelo método que não destina nenhum fluido direto ao solo como ilustrada na Figura 6c. Logo nosso sistema de pavimento permeável será impermeabilizado perante o solo.

10 | DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE PRECIPITAÇÃO

Para determinar o tempo de precipitação, onde foi referenciado no item 2.5.4 usou-se a equação de Lopes e Ramos.

Usando um tempo de retorno de 5 anos, comum para microdrenagens, dentro de um período de 60 minutos, chegou-se a um valor de:

$$\underline{0,8043} \text{ mm/min ou } \underline{0,048} \text{ m/h}$$

No próximo item trabalha-se com dimensionamento da camada de retenção de água do sistema de pavimento permeável estudado, sabendo assim qual a medida geométrica para nossa sub-base.

11 | DIMENSIONAMENTO USANDO O MÉTODO CIRIA

Primeiramente estima-se alguns parâmetros que serão necessários para o processo de dimensionamento de nosso sistema de pavimento permeável.

Como primeiro passo definiu-se conforme equação 2, o fator R, ou seja, a Razão entre a área drenada e a área de infiltração. Para chegar ao valor final aplicou-se os valores conforme dados levantados do trecho do projeto, sendo eles a área drenada em 32.500 metros quadrados e da área de infiltração sendo 5.000 metros quadrados, conforme especificação da CIRIA (2007) que determina a largura da rua (10 metros) mais vinte metros de contribuição para cada lado.

$$\mathbf{AD} \text{ (área drenada)} = \mathbf{50 \times 650 = 32500 \text{ m}^2}$$

$$\mathbf{AD} \text{ (área do sistema de infiltração)} = \mathbf{10,33 \times 650 = 6714,5 \text{ m}^2}$$

Logo coloca-se essa informação na fórmula de R chegando ao valor de 4,84, para o fator R.

$$\mathbf{R = AD / Ab}$$

$$R = 32500 / 6714,5$$

$$R = 4,84$$

Posteriormente a equação 3 foi calculada, conforme referencial teórico. Seus fatores para os cálculos são os seguintes, assim chegando à altura máxima necessária da camada de retenção, ou seja, nossa sub-base.

D = Duração da chuva foi estimada 1 hora, situação corriqueira para região de Joinville, pois as chuvas mais alarmantes se caracterizam por acontecer em um curto espaço de tempo com alta intensidade.

i = A intensidade da chuva foi adotado o valor de 0,048m/h ou 48mm/h, valor esse referente ao tempo de precipitação e o tempo de retorno (5 anos).

q = A condutividade hidráulica do solo será o valor de 0, pois como adotou-se o sistema sem contribuição do solo, onde não há nenhum tipo de infiltração ao solo, a influência de **q** será nula.

R = Razão dimensionada anteriormente, onde seu valor corresponde a 4,84.

n = porosidade mínima adotada para o pavimento poroso é de 0,30, conforme método apresentado por CIRIA (2007).

A partir destas definições há o cálculo da equação 3:

$$h = (D / n) * (R * i - q)$$

$$h = (1 / 0,30) * [(4,84 * 0,048 - 0)]$$

$$h = 0,77857 \text{ m}$$

$$h = 0,78 \text{ m}$$

Segundo o dimensionamento proposto por CIRIA (2007), chegou-se na definição que a altura de sub-base para o sistema de pavimento permeável sem infiltração ao solo, será de 78 centímetros, então pode-se pensar nos trabalhos de execução deste perfil para o trecho da Rua Marquês de Olinda, que soma um comprimento de 650m.

12 | DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA COLETOR DAS ÁGUAS

Para dimensionar as tubulações que serão responsáveis em fazer o encaminhamento da água que ficará reservada na sub-base foi necessário definir o coeficiente de permeabilidade da sub-base, logo pode-se atingir esse dado através de ensaio, ou tendo como base na Tabela 1. Usaremos os valores propostos pela ABCP conforme a tabela 2.

h = É referente a altura da sub-base já calculada anteriormente 0,78 m;

Q = 0,048m/h ou 0,000013333 m/s taxa faz referência a intensidade da chuva.

K = 0,001 m/s ou 0,000001 mm/s

A seguir segue desenvolvimento do cálculo da equação 11:

$$Q = K * (h / b)^2$$

$$0,000013333 = 0,001 * (0,78 / b)^2$$

$$b = 6,755 \text{ m}$$

Assim define-se que metade da distância máxima possível é de 6,755 metros, logo a *Distância* máxima é igual a 13,51m.

$$L_{\max} = 2 * 6,755 = 13,51 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 13,51 \text{ m}$$

A partir disto, utiliza-se uma tubulação de 150mm de PEAD com perfuração em todo seu comprimento, conforme Tabela 4, se valendo de uma declividade de 1% que tem a capacidade de condução a seção plena de 13L/s. Supondo que toda a água na área de contribuição proposta, seja infiltrada no pavimento permeável, logo a vazão total de drenagem será:

$$32500,00 \text{ m}^2 * 0,000013333 \text{ m/s} = \underline{0,4333 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$\underline{433,32 \text{ L/s}}$$

Logo tendo o resultado de 433,32 litros por segundo, dividi-se esse resultado por 13 litros por segundos, que seria a capacidade do tubo de 150 mm, tem-se o valor de 33,33, logo 34 que seria o número mínimo necessário de tubos para o sistema do pavimento permeável.

$$433,32 \text{ m}^3/\text{s} / 13,00 \text{ m}^3/\text{s} = 33,33; 34.$$

Posteriormente, utiliza-se o número de tubos necessário e dividimos pela extensão do trecho de trabalho onde se projeta o pavimento permeável.

$$650,00 \text{ m} / 34 = 19,12 \text{ m}$$

Como calcula-se que a distância máxima entre os tubos teria que ser de 13,51 metros e chegou-se a uma distância de 19,12 metros, logo a distância que deve ser usado é o valor de 13,5 metros, o número de tubos instalados deve ser de 48 tubos.

$$650,00 \text{ m} / \text{Número de tubos} = 13,51 \text{ m}$$

$$\text{Número de tubos} = 48,11; 48.$$

A partir da definição do tubo de dreno e sua quantidade, um pensamento se

torna relevante, a viabilidade econômica, pois é um material que agregará um valor discutível, a partir daqui se torna importante pensar em saídas para esses tubos transversais, algo que a frente houve a definição do tema.

Posteriormente define-se o sistema de pavimento permeável projetado e dimensionado para o trecho de trabalho.

13 | O PAVIMENTO PERMEÁVEL

Aqui foi definido o sistema de pavimento permeável, com sua camada de reservatório dimensionada e as tubulações de dreno.

- a. Pavimento de concreto poroso: 12 cm de espessura estipulada;
- b. Base de areia graduada grossa: espessura 5 cm;
- c. Geotêxtil: revestindo área embaixo da base;
- d. Sub-base: Brita Graduada com 0,78 m de altura;
- e. Camada de areia graduada: 5 cm para o assentamento de tubos;
- f. Tubulação de PEAD 150mm de diâmetro, sendo um tubo a cada 13,5 metros em uma extensão total de 650 metros.
- g. Geomembrana para impermeabilização do sistema perante o solo.

A seguir o projeto proposto de um sistema de pavimento permeável, com seus detalhamentos. Figura 4, a seguir.

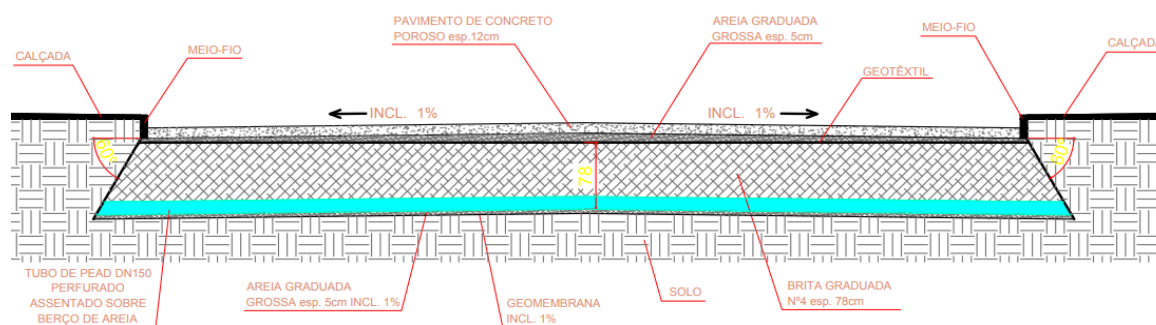


Figura 4 – Corte transversal do projeto do pavimento permeável

Fonte: O Autor, 2017.

14 | CONCLUSÃO FINAL

Após a elaboração de referencial teórico, escolha de local para projeção da implantação do sistema de pavimento permeável, definição do melhor método de implantação, dimensionamento da camada de retenção, elaboração de projeto e planilha de custos unitários, chegou-se a um resultado considerado satisfatório para o que foi proposto.

O pavimento permeável proposto através de revestimento de concreto poroso, teve sua escolha por ser uma tecnologia pouco implementada que tem em suas funções, ótimas características para o combate às enchentes, sendo a drenagem urbana ponto crucial na escolha do material a se empregar na infraestrutura de uma via da cidade de Joinville.

Quando foi analisada a tecnologia do pavimento permeável se evidenciou o ganho com o escoamento superficial, ao comparar com uma via de pavimento impermeável, pois como já referenciado sua permeabilidade é superior a 10^{-5} , permitindo a retenção de até um 1.571.000 litros de água, o que para melhor visualização, representaria cerca de 79 caminhões pipa trucados com capacidade de 20.000 litros cada um, na camada de sub-base do pavimento, gerando maior espaço de tempo entre a precipitação e o encaminhamento desta água para os rios, assim mitigando as enchentes com a diminuição da vazão de pico ao se comparar com o sistema de drenagem atual, no qual o princípio é escoar o mais breve possível a precipitação para os rios, logo esse fator foi o mais relevante para afirmar que o projeto tem ganhos funcionais.

O sistema de pavimento permeável projetado e analisado confere as seguintes vantagens e desvantagens.

As vantagens:

- a. Aumento do escoamento superficial, minimização da possibilidade de acúmulo de água na superfície do pavimento;
- b. Aumento do tempo de encaminhamento das águas pluviais até jusante, minimizando situações de enchentes;
- c. Pavimento de concreto, com maior durabilidade em comparação ao pavimento asfáltico;
- d. Infraestrutura otimizada, usando o pavimento como tecnologia de drenagem;
- e. Sistema de cisterna e distribuição de água;

As desvantagens seriam:

- a. Custo de implantação alto comparado a execução de pavimento asfáltico e sistema de microdrenagem tradicional;
- b. Manutenção enquanto ao processo de colmatção do pavimento poroso;

Logo a escolha do sistema proposto tendo a característica de impermeabilização perante o solo do trecho, é um fator que aumenta seu custo consideravelmente, no entanto direcionado para solos argilosos e siltes, solos característicos da região de Joinville-SC, levou-se a propor a solução apresentada. A característica do solo no local específico pode levar a adaptação do sistema de um pavimento permeável para a melhor funcionalidade requerida, essa maleabilidade é outro fator interessante que agrega valor ao sistema do pavimento permeável.

Por fim, foi de extrema relevância ao trabalho produzido, e que a experiência aqui desenvolvida é de grande valia para o crescimento profissional e pessoal, que projetam ser grandes profissionais do segmento da engenharia civil e que o trabalho de conclusão de curso seja uma perspectiva para futuras vidas profissionais, logo atendendo as satisfações propostas neste trabalho espera-se que a drenagem urbana e a relevância social empregadas nas obras de infraestrutura sejam cada vez mais discutidas e aperfeiçoadas no cotidiano social brasileiro, pois só assim todo esforço e desenvolvimento tecnológico de ferramentas de valor sejam verdadeiramente implementadas nas realidades urbanas deste país.

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **DESIGN AND CONSTRUCTION OF URBAN STORMWATER MANAGEMENT SYSTEMS**. New York: ASCE, 1992. 724p.

BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas compensatórias em drenagem urbana**. Porto alegre: ABRH, 2005. 266p.

CERTU. **Techniques alternatives aux réseaux d'assainissement pluvial**. Lyon: CERTU/CETE Sud-Ouest, 1998. 156p.

CIRIA, Construction Industry Research and Information Association. **The SUDS manual**. London, 2007, CIRIA C697, ISBN 978-0-86017-697-8, 606 páginas.

ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **Stormwater technology fact sheet, Porous Pavement**. Washington, D. C.: EPA, 1999. EPA 832-F99-023.

HERMANN, Maria Lúcia de Paula. **Atlas de Desastres Naturais do Estado de Santa Catarina: Período de 1980 a 2010**. 2.ed. Florianópolis: Instituto Histórico e Geográfico de Santa Catarina – IHGSC; Cadernos Geográficos – GCN/UFSC, 2014.

HORN, João Francisco Carlexo. **Regime hidrológico de duas microbacias contíguas: um comparativo entre uso urbano e rural**. 2012. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, 2012.

INTERPAVE. **Permeable pavements**. <http://www.paving.org.uk>, dezembro de 2008 Edição 5, 80 páginas.

LOPES, F. H. Y.; RAMOS, D. A. **Estudo Comparativo entre Equações de Chuvas para o Município de Joinville, SC**. Joinville, 2006.

MARCHIONI, Mariana & SILVA, Cláudio Oliveira - **Conceitos e Requisitos para Pavimentos Intertravado Permeável**. São Paulo, Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), 2011. 8p.

MARCHIONI, Mariana & SILVA, Cláudio Oliveira - **Pavimento Intertravado Permeável - Melhores Práticas**. São Paulo, Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), 2011. 24p.

PINTO, C. **Curso básico de mecânica dos solos**. Oficina de textos. 2ª edição. São Paulo, 2002.

PORTLAND, Associação Brasileira de Cimento (ABCP). **Manutenção de**

Pavimentos Intertravados Permeáveis. São Paulo, 2011.

PORTLAND, Associação Brasileira de Cimento (ABCP). **Projeto Técnico: Pavimento Permeável.** Soluções para Cidades. São Paulo, 2015.

SANTOS, Rozely Ferreira dos. **Planejamento ambiental: teoria e prática.** São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

SCARATI MARTINS, J. R. **Programa de Capacitação em Drenagem Urbana e manejo Sustentável de Águas Pluviais - Gestão de Drenagem e Inovações Tecnológicas em Micro Drenagem - Apostila de Curso Volume II,** (2006). FCTH - FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA.

SECRETARIA DE ESTADO DO MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS: **Manual de Drenagem Urbana.** Curitiba-PR. 2002. 150 pág.

SILVEIRA, Wivian Nereida; KOBAYAMA Masato; GOERL, Roberto Fabris; BRANDENBURG, Brigitte. **História das Enchentes em Joinville: 1851 – 2008.** Curitiba: Organic Trading, 133p.,153 p. 2009.

TERZAGHI, K. and PECK, R. B. (1967). **Soil Mechanics in Engineering Practice,** 2nd edn.. John Wiley, New York, London, Sydney.

TOMAZ, Plinio. **Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais.** Navegar, São Paulo, 2002.

TOMAZ, Plinio. **Curso de Manejo de Águas Pluviais.** Navegar, São Paulo, 2009.

TUCCI. C E. M. (org.). **Hidrologia – Ciência e Aplicação.** ABRH/EDUSP/Editora da UFRGS, Porto Alegre, 2000.

TUCCI. C E. M. **Modelos Hidrológicos.** EDITORA DA UFRG Porto Alegre – RS; 2005. 678 p.

U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **Greening EPA.** Disponível em :<<http://www.epa.gov/oaintrnt/index.htm>>. Acesso em: 11 de Outubro de 2016.

Estatuto da Cidade, Lei 10.257 da Constituição Brasileira, 2001.

ANÁLISE NUMÉRICA DA SENSIBILIDADE DO ALGORITMO IMPLEX APLICADO EM UM CENÁRIO HIPOTÉTICO DE ESTABILIDADE DE TALUDE VIA TÉCNICA DE DESCONTINUIDADES FORTES

Nayara Torres Belfort

Universidade Federal de Pernambuco
Recife - Pernambuco

Ana Itamara Paz de Araujo

Universidade Federal de Pernambuco
Recife - Pernambuco

Kátia Torres Botelho Galindo

Universidade Federal de Pernambuco
Recife - Pernambuco

Igor Fernandes Gomes

Universidade Federal de Pernambuco
Recife - Pernambuco

Leonardo José do Nascimento Guimarães

Universidade Federal de Pernambuco
Recife - Pernambuco

RESUMO: Com o objetivo de prever o comportamento elastoplástico dos geomateriais são idealizadas modelagens computacionais através de métodos aproximados como o método dos elementos finitos aliado a técnicas como a de descontinuidades fortes incorporadas no contínuo. Essa técnica é utilizada com o objetivo de inserir no domínio do problema uma descontinuidade que permite capturar o efeito de deslocamentos concentrados em 10% do tamanho do elemento, necessitando de malhas relativamente pouco refinadas. Diante disso, nesse trabalho foi realizada a simulação de

um cenário de estabilidade de talude através do programa em elementos finitos CODE-BRIGHT para verificar a sensibilidade do algoritmo de integração de tensões IMPLEX aliando à técnica de descontinuidades fortes para descrever esforços de cisalhamento em superfícies planas numa superfície potencial de ruptura de um talude vertical de 10 metros de altura. O modelo constitutivo elastoplástico adotado foi o de Drucker-Prager, no qual se verificou a conformidade entre a solução numérica e analítica de altura crítica de Terzaghi. Foi avaliado o comportamento constitutivo do material com o parâmetro da tolerância variando com valores da ordem de 10^{-5} até 10^{-1} , no qual se verificou uma resposta semelhante para todos os valores de tolerâncias avaliados. Também foi observado que para esse problema hipotético de estabilidade de talude, o comportamento do estado de tensões se mostrou muito semelhante para os diversos valores de tolerância adotados, permitindo concluir que esse algoritmo IMPLEX é estável e eficaz na previsão do comportamento de geomateriais em problemas desse porte.

PALAVRAS CHAVES: *IMPLEX; Elementos finitos; Estabilidade de Talude; Descontinuidades Fortes; Drucker-Prager.*

ABSTRACT: In order to predict the elastoplastic behavior of geomaterials, constitutive models

and numerical formulations in computational modeling have been applied through approximate methods as the finite element method and techniques as embedded strong discontinuities. This technique is used input in the problem domain a discontinuity that allows to capture the effect of concentrated displacements in 10% of the element size, requiring relatively less refined meshes. In this work a simulation of a slope stability scenario was performed through the CODE-BRIGHT finite element program to verify the sensitivity of the IMPLEX stress integration algorithm combined with the technique of strong discontinuities. A Drucker-Prager constitutive model adopted to analyse plane shear surface of a potential rupture area of a vertical slope of 10 meters in height, in which it was verified the conformity between the numerical solution and the analytical solution of critical height of Terzaghi. It was evaluated the constitutive behavior of the material with the tolerance parameter varying with values ranging from 10^{-5} to 10^{-1} , in which a similar response was verified for all tolerance values evaluated. It was also observed that for the hypothetical slope stability problem the behavior of the stress state was very similar for the various tolerance values adopted, allowing to conclude that this IMPLEX algorithm is stable and effective in predicting the behavior of geomaterials in this-sized problems.

KEYWORDS: *IMPLEX; Finite Elements; Slope Stability; Strong Discontinuities; Drucker-Prager.*

1 | INTRODUÇÃO

O problema de estabilidade de taludes de origem natural ou antrópica está muito presente no dia a dia da engenharia geotécnica com uma literatura bem estabelecida (Park & Michalowski, 2017). A avaliação desse problema é de extrema importância para prever se há necessidade de realizar medidas de estabilização, evitando a ruptura e o conseqüente deslizamento. (Fernandes, 2006)

No estudo da instabilidade de taludes a água é um fator que possui grande influência na redução do fator de segurança. Segundo Araújo et al. (2017), em períodos de chuva é que ocorre a maior quantidade dos deslizamentos, associados à infiltração de água pluvial no solo, ao aumento da poropressão e à redução da resistência do talude.

Avaliando um cenário de estabilidade de talude, Juliantina et. al. (2018) concluíram que a causa principal dos escorregamentos foi que havia a presença de rocha decomposta não compacta que apresentava intemperismo, além da presença de bentonita, argila que prontamente absorve água, corroborando a hipótese de que a água tem influência nos deslizamentos, e através de análises numéricas, esses autores verificaram que o fator de segurança foi 1.1, configurando uma leve instabilidade.

Para desenvolver este mecanismo a presença da água no interior do solo causa um aumento da poropressão que reduz as tensões efetivas, fazendo necessário ser conhecido os parâmetros de resistência do solo que são fundamentais para a obtenção

de informações que viabilizem a prevenção da ruptura (Costa, 2015).

Diante desses cenários, soluções são idealizadas de maneira que se estabilize o talude. Li et. al. (2017) avaliaram uma barragem na qual foi realizado o reforço do talude com solo arenoso envolto por um geotêxtil (“soilbags”) e essa ação aumentou o fator de segurança de 1.11 para 1.44, sendo eficiente na estabilização do talude. Vale salientar que cada solução depende do tipo da estrutura e das suas condições de contorno.

Assim, visando a durabilidade de obras geotécnicas é essencial realizar uma sequência de decisões que devem ir desde a utilização adequada da mecânica dos solos até os tipos de ferramentas utilizadas.

O Método de Elementos Finitos, por exemplo, pode auxiliar o entendimento do comportamento dos geomateriais em diversas situações, permitindo alcançar maior precisão nos resultados de problemas de estabilidade das construções (Torres, 2018).

Neste sentido, o emprego de ferramentas computacionais (Gomes, 2006; Beserra, 2010; Oliveira, 2011; Magalhães, 2018) tem sido essencial para o estudo de problemas de engenharia, uma vez que permite reproduzir o problema e aplicar as condições de contorno desejadas para os diversos cenários. (Ferreira et. al., 2009).

Neste trabalho, com o objetivo de reproduzir um cenário de estabilidade de talude e prever a possibilidade de ruptura do mesmo, foi avaliado o comportamento elastoplástico de geomateriais através do programa em elementos finitos CODE-BRIGHT e do algoritmo de integração de tensões IMPLEX associado à técnica de descontinuidades fortes incorporadas no contínuo. Nesse artigo foi avaliada a sensibilidade desse algoritmo frente a diferentes configurações de malha e a diferentes fatores de tolerância da redução do passo de tempo.

2 | MÉTODO NUMÉRICO

Nesse artigo, para a análise do comportamento geomecânico do solo, foi utilizado o critério de ruptura elastoplástico de Drucker-Prager baseado em Souza Neto et al. (2008), cuja plastificação se inicia quando o invariante das tensões desviadoras (J) e a tensão média (p) atingem uma combinação de valores críticos, tocando a superfície de fluência, Eq. 1. (Beserra, 2010).

$$f(\sigma, h) = J + \eta p - \xi c' \quad (1)$$

Sendo η e ξ função da coesão (c) e do ângulo de atrito do material.

Foi aplicado nesse artigo, aliado ao o modelo constitutivo elastoplástico de Drucker-Prager, a técnica de descontinuidades fortes incorporadas implementados na ferramenta numérica em elementos finitos CODE_BRIGHT, (COupled DEformation BRine Gas and Heat Transport) por Beserra (2010) e Beserra (2015).

Também foi adotado para a integração das tensões e deformações o algoritmo IMPLEX, validado por Magalhães et. al. (2018), que faz uma estimativa do multiplicador plástico de acordo com a projeção das deformações totais do tempo anterior. Como essa estimativa depende do incremento de tempo adotado entre as etapas, existe um controle do incremento de tempo, que visa impedir que o modelo viole a superfície de fluência reduzindo o incremento de tempo como um fator de redução chamado por Magalhães et. al. (2018) de fator de tolerância (F_{tol}), permitindo o retorno do estado de tensões para o critério de ruptura. Mais detalhes sobre a formulação estão descritos em Magalhães et. al. (2018).

Aliado a esse algoritmo, foi inserida a técnica de descontinuidades fortes embebida. Essa descontinuidade é inserida em deformações localizadas em bandas estreitas, denominadas fracas, e sabendo que os deslocamentos se concentram em zonas de processamento da fratura, quando ocorre a ruptura por completo do material, isso implica numa descontinuidade no campo de deslocamentos denominada de descontinuidade forte. A inserção dessa técnica permite representar uma descontinuidade no interior do elemento com 10 % da sua espessura, evitando a necessidade de malhas muito refinadas ou até mesmo de utilizar elementos de interface discretos. (Beserra, 2015)

3 | SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Nesse artigo foi realizada a simulação numérica de um problema hipotético de estabilidade de talude. Nesse problema geotécnico o peso do próprio solo causa a instabilidade do material, que no modelo numérico foi representado através de um artifício da inserção de um fator multiplicador da gravidade que aumenta a gravidade e conseqüentemente o peso do solo até a ruptura.

As análises foram feitas baseadas no critério de altura crítica de Terzaghi (Caputo, 1987), Figura 1, que afirma que taludes verticais se tornam instáveis no momento em que a condição de altura crítica não for mais atendida

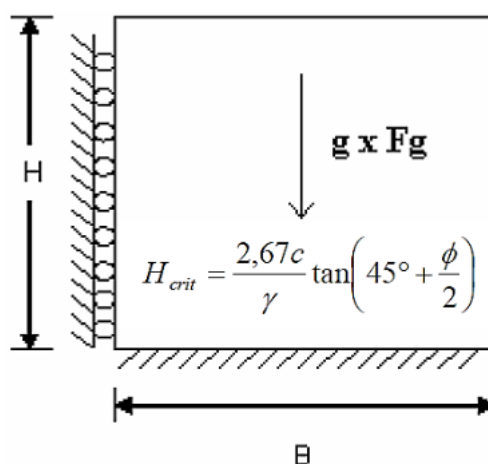


Figura 1 – Condições de contorno para Estabilidade de Talude. Fonte: (Gomes, 2006).

Dessa maneira, para verificar a solução analítica de Terzaghi para esse cenário foram adotadas as características do solo descritas na Tabela 1, dentre eles: módulo de elasticidade (E), coesão (c), ângulo de atrito (ϕ), dilatância (Φ), coeficiente de Poisson (ν) e peso específico (γ).

Foi adotado para esse cenário um talude vertical com a geometria composta por largura de 20 metros e altura de 10 metros. A geometria e as condições de contorno estão ilustradas na Figura 2.

E (MPa)	c (MPa)	$\phi = \phi$ (°)	ν	γ (kN/m ³)
100	5	30	0,30	26,1

Tabela 1 – Parâmetros Físicos do Solo

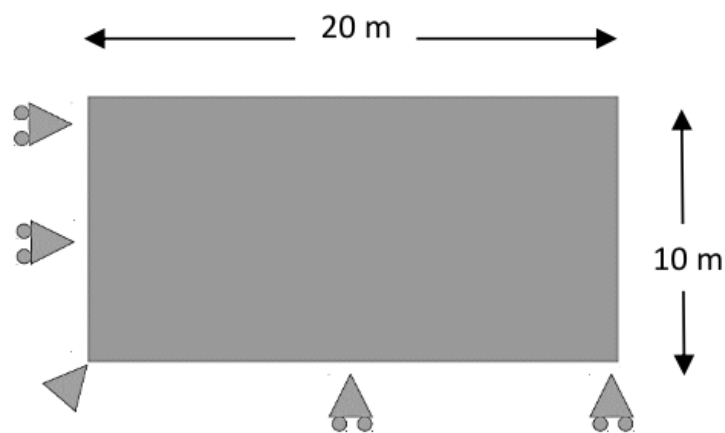


Figura 2 - Condições de contorno e Geometria do Problema

Assim, através da solução analítica de Terzaghi foi possível verificar o fator de gravidade $F_g = 90$, Figura 3, necessário para se atingir a altura crítica de 10 metros da geometria.

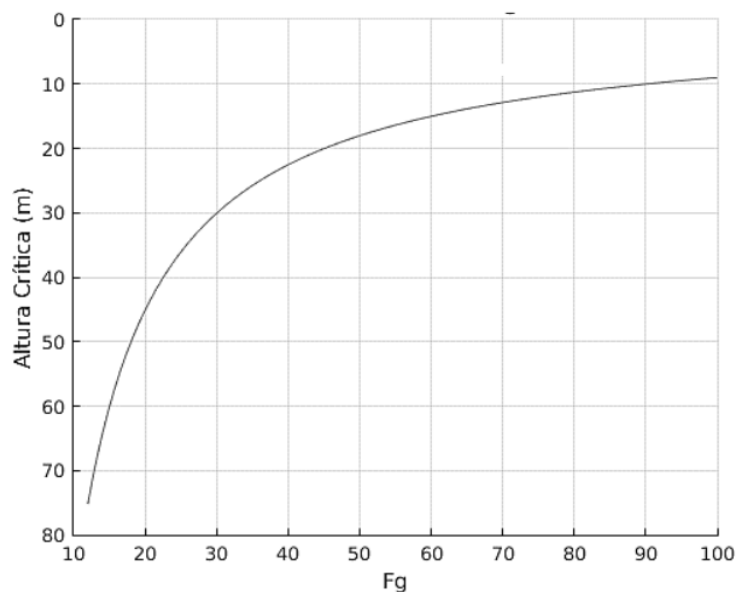


Figura 3 – Solução Analítica da Altura Crítica de Terzaghi

3.1 Avaliação da Estabilidade de Talude

A simulação desse cenário foi realizada em elementos finitos 2D. A malha de elementos finitos foi discretizada, seguindo a geometria da Figura 2, com elementos triangulares, com 1 ponto de Gauss em cada elemento, possuindo no total 1400 nós e 2655 elementos, Figura 4.

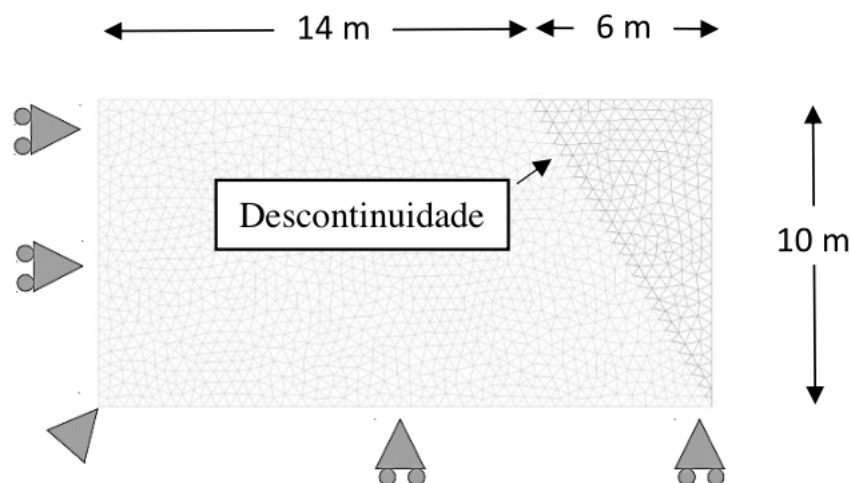


Figura 4 - Condições de contorno e Geometria do Problema

Nessa geometria, foi inserida uma descontinuidade incorporada em uma linha de elementos alinhados com inclinação de 60 graus, para isso, foram discriminadas três regiões no corpo do talude com as mesmas propriedades físicas da Tabela 1. As condições de contorno do problema estão ilustradas na Figura 4. Nessa modelagem, seguindo a sugestão de Magalhães et. al. (2018), foi utilizado um incremento de tempo inicial de 1E-03 s e uma tolerância de 2E-03.

Na Figura 5 observa-se o campo dos deslocamentos horizontais do talude, que se mostrou uniformemente variado e crescente a medida que se aproxima da margem direita do talude, que se encontra na ruptura. Semelhante à distribuição dos deslocamentos, a distribuição de tensões horizontais se torna mais expressiva ao se aproximar da margem direita do talude, Figura 6.

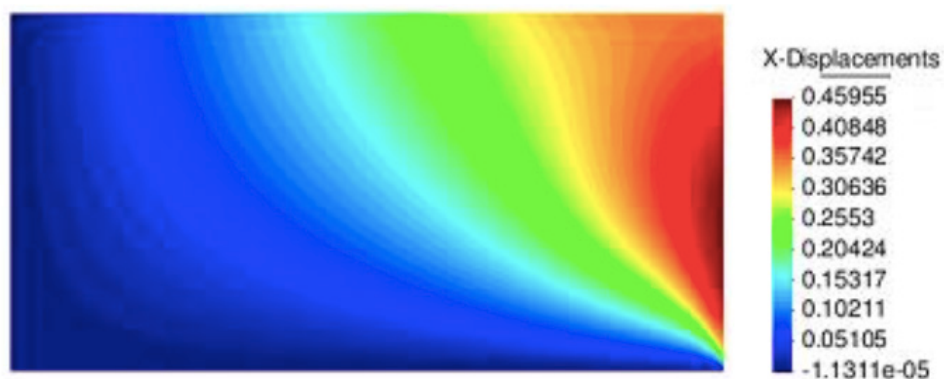


Figura 5 – Campo dos Deslocamentos Horizontais (MPa)

Na margem esquerda da Figura 6 pode ser observado um deslocamento da ordem de 10^{-5} m, que numericamente é considerado devido ao valor da rigidez da condição de contorno, que foi considerada como uma rigidez quase total, mas ainda presente. Essa hipótese é sustentada por problemas reais, nos quais existe um material com uma rigidez presente, mas não absoluta como o solo, porém, na prática esse valor é considerado nulo para as análises, não tendo interferência no comportamento das tensões, já que a superfície de ruptura se encontra a uma distância considerável da extremidade esquerda.

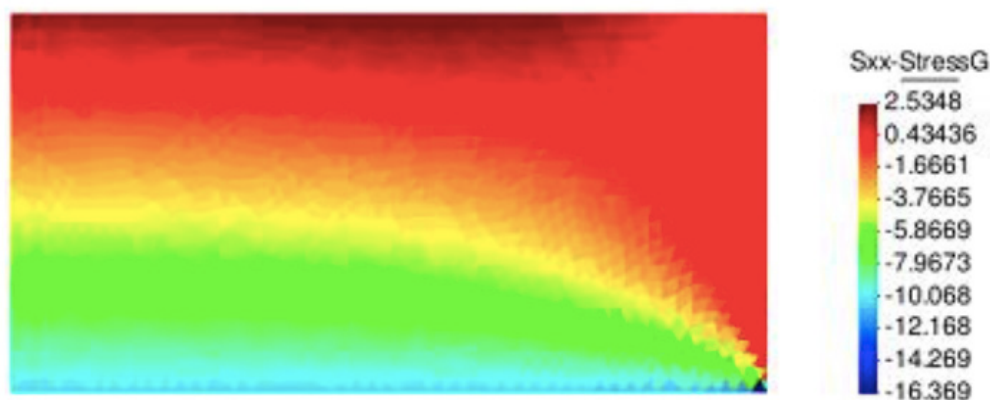


Figura 6 – Campo das Tensões Horizontais (MPa)

Na Figura 7 observa-se um aumento da tensão desviadora nas mediações da fratura e principalmente no pé do talude, onde a ruptura tem início e por isso as tensões se tornam mais expressivas. De maneira semelhante a abertura de fratura, Figura 8, mostra uma concentração na região da descontinuidade, que indica o processo de ruptura do material. Em seguida, foi avaliada, no item seguinte, a sensibilidade do algoritmo IMPLEX com diferentes valores de tolerâncias para esse cenário hipotético.

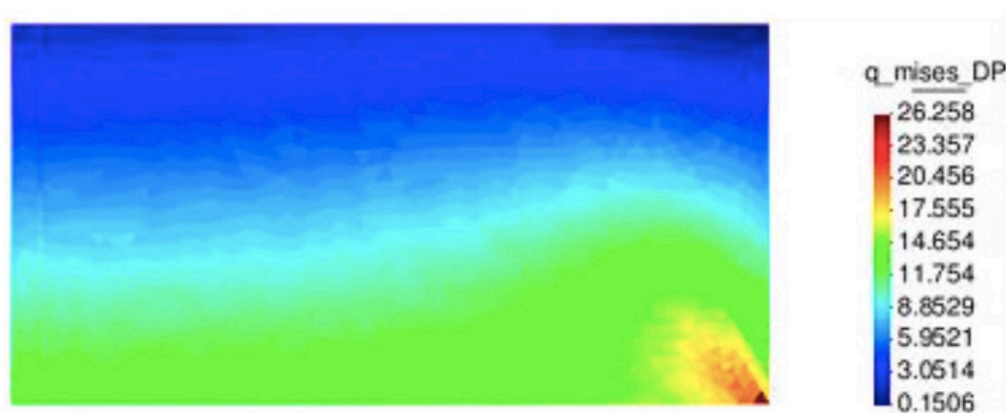


Figura 7 – Campo das Tensões Desviadoras (MPa)

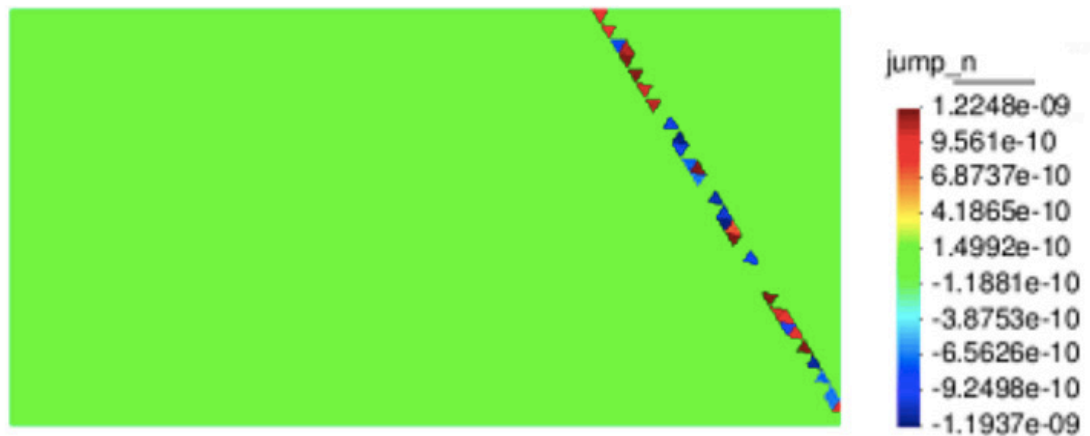


Figura 8 – Abertura de Fratura em Metros

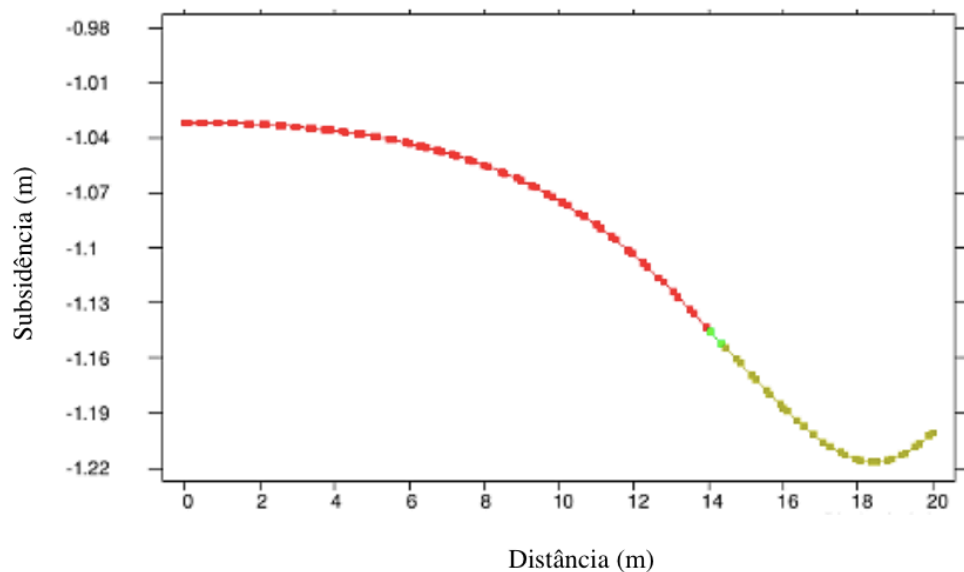


Figura 9 – Subsidência na Superfície do Talude

3.2 Sensibilidade Do Algoritmo IMPLEX

Nesse item foram realizadas várias modelagens mantendo os parâmetros e condições de contorno e variando apenas a tolerância adotada para o algoritmo entre os valores de $2E-01$, $2E-02$, $1E-02$, $2E-03$, $2E-04$ e $2E-05$. Para essa análise foram gerados gráficos comparativos para avaliar o critério analítico de altura crítica de Terzaghi e o fator de gravidade relacionado a essa altura crítica.

Primeiramente a avaliação do comportamento do algoritmo na evolução das tensões que se superpõe no gráfico da trajetória de tensões e permanecem na envoltória de Drucker-Prager, Figura 10.

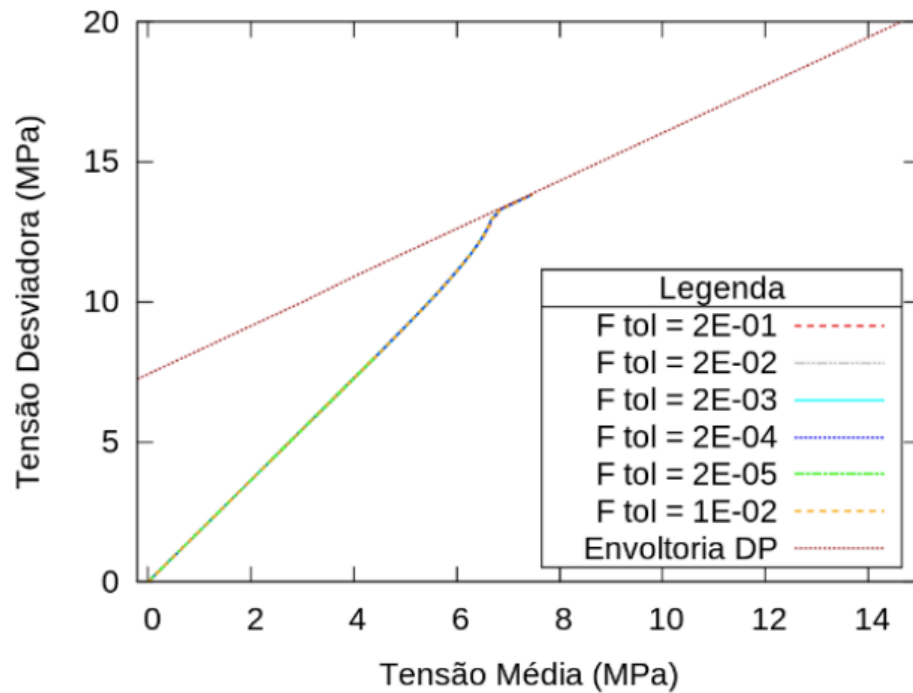


Figura 10 – Envoltória de Drucker-Prager

Avaliando o comportamento do talude quanto a altura crítica vista anteriormente que foi 10 metros, a evolução da tensão desviadora, Figura 11, e a evolução do deslocamento horizontal, Figura 12, evoluem até a ruptura, quando atingem a altura crítica, descrita no gráfico de 10 m.

Já com relação ao fator de gravidade, pode ser observado na Figura 13 que a tensão desviadora evolui até atingir a altura crítica com valor de 14 Mpa, confirmando o resultado da Figura 11, e o fator de gravidade relacionado a essa altura crítica, visto anteriormente, foi de 90.

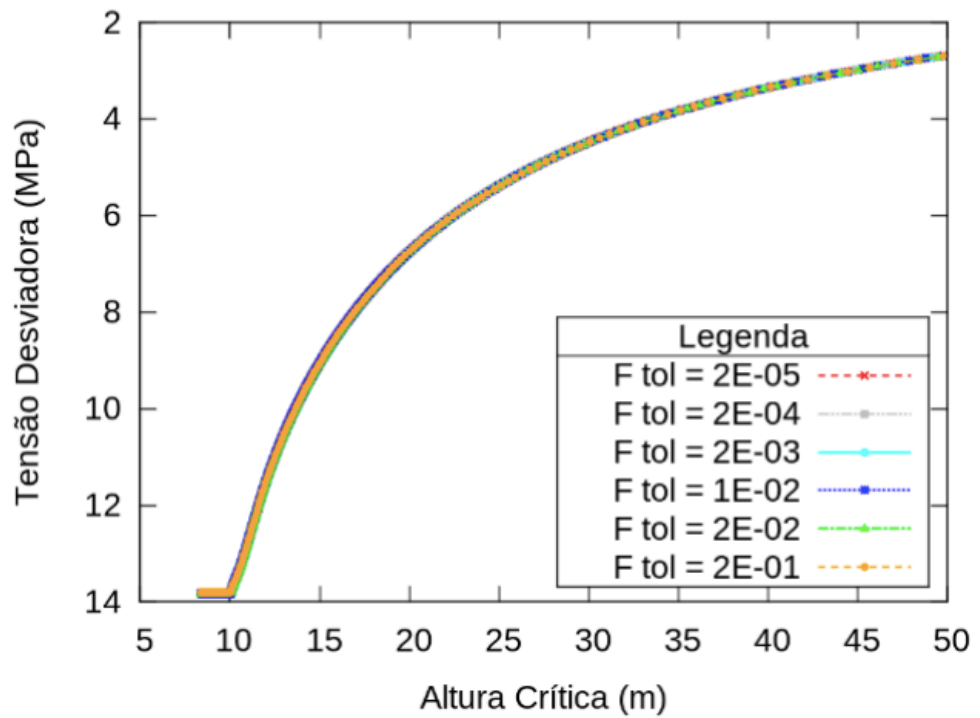


Figura 11 – Evolução da Tensão Desviadora com a Altura Crítica

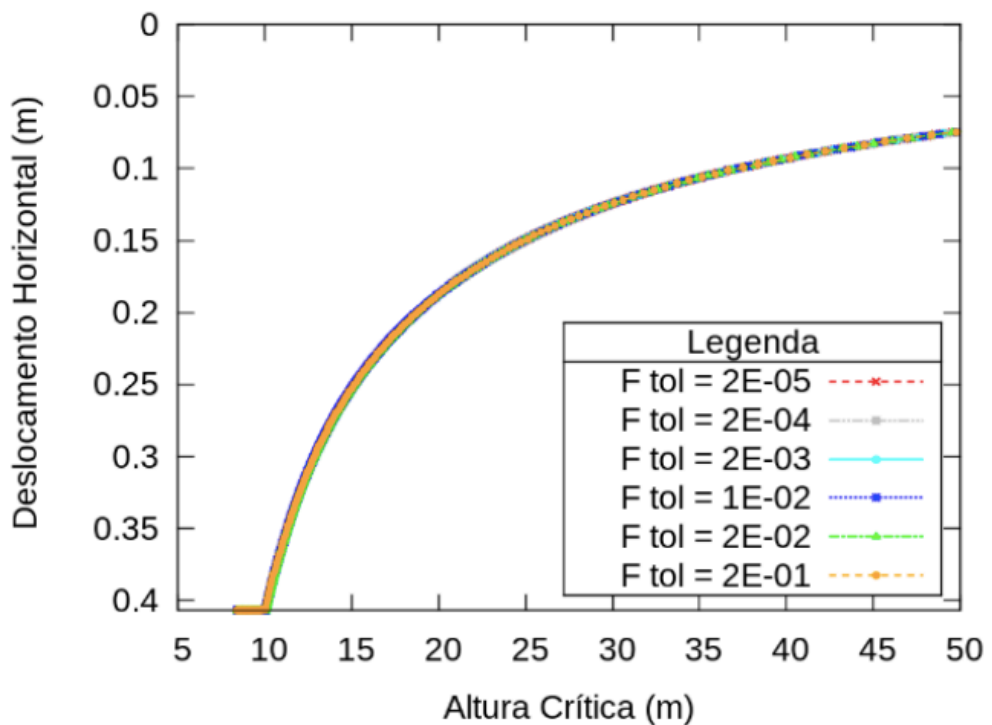


Figura 12 - Evolução dos Deslocamentos Horizontais com a Altura Crítica

De maneira semelhante, na Figura 14, a evolução da porosidade ocorre até a ruptura com o fator de gravidade de 90, onde interrompe, indicando a ruptura e corroborando com o resultado da tensão desviadora.

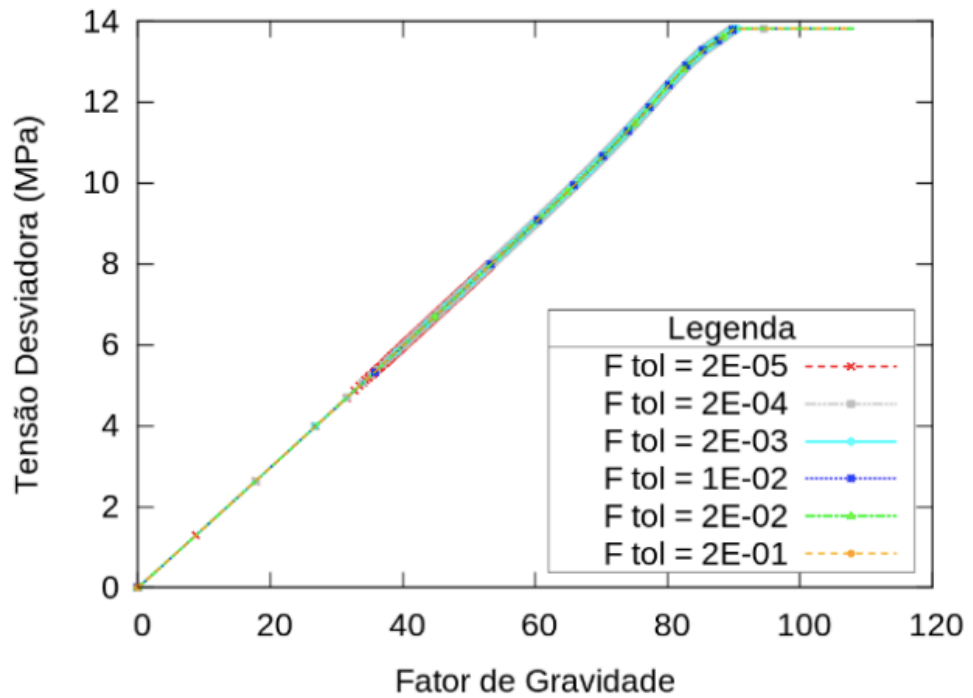


Figura 13 – Porosidade versus Fator de Gravidade

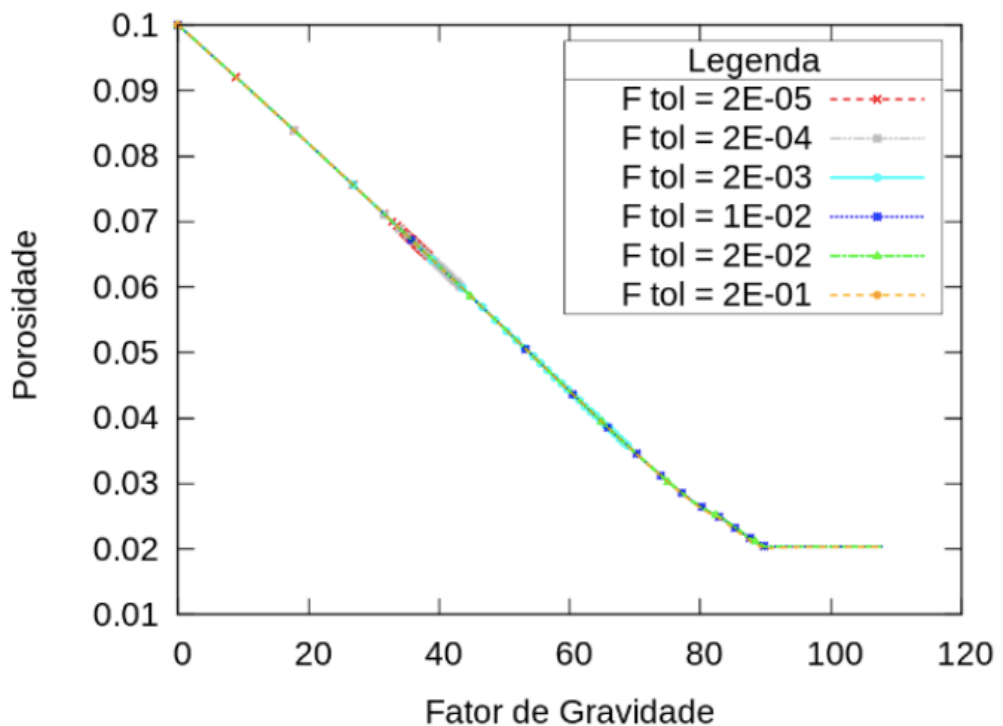


Figura 14 - Tensão Desviadora versus Fator de Gravidade (Fg)

4 | CONCLUSÕES

Nesse artigo foi realizada a comparação da resposta do algoritmo IMPLEX com a solução analítica da altura crítica de Terzaghi, no qual foi observada a compatibilidade do resultado com a solução de 10 m de altura crítica para um fator de aumento da gravidade de 90, indicando um aumento na gravidade de 90 vezes a gravidade da Terra.

Os resultados permitiram concluir que o comportamento das tensões e deslocamentos previstos pelo algoritmo foi compatível com o esperado, tendo representado a ruptura do talude diante da altura crítica de 10 metros e com a superfície de ruptura concentrada nos elementos que tiveram incorporada no contínuo a técnica de descontinuidades fortes.

Foi possível, também, comparar os resultados com os do artigo de Magalhães et. al. (2018), no qual foi avaliado um problema de pequeno porte, com um estado de tensão inicial inferior ao da modelagem do presente artigo. Nessa comparação foi verificado que o algoritmo é estável com qualquer dos valores de tolerância avaliados ao adotar o incremento de tempo de 1E-03 s sugerido por Magalhães et. al. (2018) como mais estável e eficiente, o que foi confirmado no presente trabalho.

Pode-se considerar, com esse resultado, que o algoritmo diante de problemas que possuem um estado de tensões maior do que o analisado por Magalhães et. al. (2018) e da utilização da técnica de descontinuidades fortes incorporada, que não foi utilizada por Magalhães et. al. (2018), o algoritmo apresentou um comportamento mais estável.

Pôde-se, então, concluir que o algoritmo IMPLEX é estável e coerente na avaliação do campo das tensões e dos deslocamentos com uma resposta satisfatória ao ser acoplado à técnica de descontinuidades forte incorporadas, sendo capaz de prever o comportamento de cenários de ruptura por cisalhamento em superfícies planas.

AGRADECIMENTOS

À Energi Simulation e à Fundação de Amparo à Ciência e Tecnologia do Estado de Pernambuco (FACEPE) pelos recursos fornecidos durante a pesquisa.

REFERÊNCIAS

Araújo, C. B. C.; Mendes, A. J. F.; Gomes, J. K. P.; Monteiro, L. M.; Campos, M. T.; Magalhães, M. M.; Vale, V. M.; Dantas Neto, S. A. & Rodrigues, D. T. (2017) **Análise Comparativa da Estabilidade de Taludes nas Condições Saturada e Não Saturada**. XII Conferencia Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. Florianópolis, Santa Catarina, Brasil ABMS.

Beserra, L. de S. (2010) **Implementação de Algoritmos de Integração Implícita para Modelos Constitutivos Elastoplásticos na Simulação Geomecânica**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco.

Beserra, L. de S. (2015) **Análise Hidromecânica do Fraturamento Hidráulico via Elementos Finitos com Descontinuidades Fortes Incorporadas**. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, 158 p.

Caputo, H. P. (1987). **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**. Volume 3, Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., Rio de Janeiro.

Costa, A. C. R. (2015) **Avaliação da estabilidade de taludes em rochas de resistência elevada – um contributo**. Dissertação de Mestrado submetido para Mestrado em Engenharia Geológica –

Fernandes, M. M. (2006) Mecânica dos solos, Vol. 2. FEUP Edições, Porto.

Ferreira, Y. A. Lira, W. W. M. Ramos, V. C. L. Vieira, L. C. L. M. (2009) **Uma Proposta para a Análise de Estabilidade de Taludes Utilizando o Método dos Elementos Discretos**. COBRAE, ABMS.

Gomes, I. F. (2006) **Implementação de métodos explícitos de integração com controle de erro para modelos elastoplásticos e viscoelastoplásticos**. Dissertação de mestrado: Mestrado em Engenharia Civil, UFPE, Recife.

Juliantina, I.; Sutejo, Y.; Dewi, R.; Adhitya, B. B. & Rustam, R. K. (2018) **Identification of Slope Stability Analysis**. International Journal on Advanced Science, Engineering and Information Technology, Vol. 8, n 3, pages: 671-677.

Li, H.; Song, Y; Gao, J.; Li1, L.; Zhou, Y. & Qi1, H. (2017) **Construction of a Dry Ash Dam with Soilbags and Slope Stability Analysis**. Conf. Series: Materials Science and Engineering, 275, pages 10.

Magalhães, N. T. B. A.; Guimarães, L. J. do N.; Gomes, I. F; Beserra, L. & Teixeira, J. C. (2018). **Validação e Análise de Sensibilidade de Algoritmo De Integração IMPLEX via Técnica de Elementos Finitos com o Modelo Elastoplástico de Drucker-Prager**. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - Cobramseg, Salvador, Bahia, Brasil.

Oliveira, N. P., Almeida, Sylvia R.M. (2011) **Análise da estabilidade de taludes usando técnicas de busca automática**. 63ª Reunião anual da SBPC - ISSN 2176-1221.

Park, D. Michalowski, R. L. (2017) **Three-dimensional stability analysis of slopes in hard soil/soft rock with tensile strength cut-off**. Engineering Geology, vol. 229, n 7, Pp 73-84.

Souza Neto, E. D.; Peric, D.; Owens, D. (2008) **Computational Methods for Plasticity: Theory and Applications**. Chichester: John Wiley & Sons Ltd.

Torres, R. T. C.; Barros, M. R. S.; Chissolucombe, I. (2018) **Estabilidade de Taludes**. Anais do Congresso de Ensino, Pesquisa e Extensão da UEG (CEPE)

DIMENSIONAMENTO DE LAJES MACIÇAS POR MEIO DE CÁLCULO MANUAL E COM O AUXÍLIO DE UM SOFTWARE COMPUTACIONAL

Iva Emanuely Pereira Lima

Universidade Federal de Alagoas, Campus A.C.
Simões
Maceió – Alagoas

Vitor Bruno Santos Pereira

Universidade Federal do Vale do São Francisco,
Campus Juazeiro
Juazeiro da Bahia – Bahia

Vinicius Costa Correia

Universidade Federal de Alagoas, Campus Sertão
Delmiro Gouveia – Alagoas

RESUMO: A engenharia de estruturas está em constante crescimento e, tem como uma das principais causas, a contínua evolução dos projetos estruturais. Na elaboração desses projetos, vem sendo muito utilizados softwares computacionais que auxiliam no dimensionamento das estruturas. Analisando isto, o presente trabalho expõe um estudo relacionado à análise comparativa entre dois métodos distintos para o dimensionamento de lajes maciças, com o propósito de obter a solução mais econômica. O comparativo se deu através do cálculo manual, em que foi aplicado o modelo de Bares e, por meio de um software computacional, utilizando o Eberick. Foram verificados os valores da área de aço, momentos fletores e flechas das lajes de uma residência unifamiliar, localizada na cidade de Aracaju –

SE. A verificação apontou que os resultados encontrados através do software resultaram em valores maiores para a área de aço, na maioria das lajes, em comparação com os calculados manualmente. Houve também uma pequena discrepância nos momentos fletores e flechas, onde foram encontrados valores maiores para o dimensionamento por meio do software. Mesmo com essa diferença, os resultados obtidos com a comparação foram satisfatórios e a diferença encontrada foi proveniente das diferentes formas de arranjo que cada método utiliza.

PALAVRAS-CHAVE: Análise Estrutural; Estudo Comparativo; Área de Aço; Flecha.

DIMENSIONING OF MASSAGES BY MANUAL CALCULATION AND WITH THE ASSISTANCE OF A COMPUTATIONAL SOFTWARE

ABSTRACT: Structural engineering is constantly growing and has as one of the main causes, the continuous evolution of structural projects. In the elaboration of these projects, computational softwares have been used that help in the dimensioning of the structures. Analyzing this, the present work presents a study related to the comparative analysis between two distinct methods for the design of massive slabs, in order to obtain the most economical solution. The comparison was made through the manual

calculation, in which the Bares model was applied and, through computational software, using Eberick. The values of the steel area, bending moments and arrows of the slabs of a single family dwelling, located in the city of Aracaju - SE, were verified. The verification showed that the results obtained through the software resulted in higher values for the steel area, in the majority of the slabs, as compared to those calculated manually. There was also a small discrepancy in the bending and arrow moments, where larger values were found for the sizing through the software. Even with this difference, the results obtained with the comparison were satisfactory and the difference found came from the different forms of arrangement that each method uses.

KEYWORDS: Structural analysis; Comparative study; Steel Area; Arrow.

1 | INTRODUÇÃO

Através das novas tecnologias computacionais, que vieram para proporcionar rapidez, qualidade e eficiência, pode-se destacar a chegada dos programas de cálculo estrutural, que permitem a solução de projetos de maneira bem mais ágil que no passado. Durante muito tempo, o cálculo estrutural de uma edificação era realizado através de tabelas e de maneira isolada. Com esse avanço tecnológico, é possível analisar e calcular o comportamento integrado das estruturas de maneira bem mais rápida.

Outro benefício desses programas de cálculo foi o ganho de produtividade e dinamismo na execução do projeto, oferecendo a facilidade de testar distintas formas até encontrar a estrutura ideal, onde seja a mais apropriada e econômica do projeto, diferentemente se fosse calculado de forma manual.

Porém, mesmo com o auxílio dos softwares computacionais, a análise dos resultados por um profissional qualificado é indispensável para a realização de projetos. Uma má interpretação ou informações colocadas erroneamente no programa podem causar erros gravíssimos nas estruturas, podendo até condená-las.

Segundo Moraes e Barbosa (2017), ao calcular uma estrutura por meio de softwares computacionais, os mesmos consideram a estrutura de forma global, gerando alterações em relação aos cálculos encontrados de forma manual, que consideram cada peça agindo isoladamente. Essas alterações de resultado devem ser analisadas para se ter a certeza do método que possui melhor eficácia e eficiência, analisando desde a segurança da obra ao seu custo final.

Dessa forma, o objetivo deste trabalho é realizar e comparar os dimensionamentos de lajes maciças feitas por meio de software computacional e cálculo manual, a fim de verificar qual a ferramenta que melhor simula o comportamento real da estrutura.

2 | REFERENCIAL TEÓRICO

As lajes são elementos da construção civil feitas com a finalidade de transmitir as

cargas oriundas de um cômodo para os elementos em que estão apoiados, como vigas e pilares. De acordo com Gontijo (2015), as lajes são elementos planos destinados a receber cargas, que na maioria das vezes são perpendiculares ao plano da estrutura. Quando feitas em concreto armado podem ser subdivididas em diferentes modos, quanto ao seu tipo de apoio, à sua natureza e ao seu tipo de armação, sendo necessário analisar cada tipo específico de laje.

2.1 Tipos de Lajes

2.1.1 Quanto à sua natureza

- Lajes maciças:

Segundo Araújo (2013) lajes maciças são aquelas que apresentam espessura uniforme ao longo de todo o seu vão e são apoiadas ao longo de suas bordas externas por meio de vigas ou alvenarias. Esse tipo de laje é utilizada, predominantemente, nos edifícios residenciais.

Conforme a NBR 6118 (2014), as lajes maciças devem respeitar aos seguintes valores mínimos de espessura: 8 cm para lajes não em balanço; 10 cm para lajes em balanço; 10 cm para lajes que suportem veículos com peso menor ou igual a 30 KN; 12 cm para lajes que suportem veículos com peso maior que 30 KN.

- Lajes nervuradas:

De acordo com a NBR 6118 (2014), as lajes nervuradas são aquelas que possuem nervuras pré-moldadas ou moldadas no local da obra, onde as nervuras são responsáveis por suportar a tração exercida pelos momentos positivos existentes na laje. Entre as nervuras podem ser colocados materiais inertes, como por exemplo o isopor. Dentre as lajes nervuradas, a posição da nervura é uma forma classificatória para diferenciar os tipos da mesma.

As lajes nervuradas são classificadas como normal, invertida e dupla. Na normal, as nervuras estão localizadas na parte inferior da laje, e a superfície de concreto chamada de mesa está localizada na parte superior. Já as lajes invertidas são aquelas em que a mesa de concreto está localizada na parte inferior e as nervuras na parte superior da laje. As lajes duplas possuem nervuras entre duas mesas de concreto, como está ilustrado na Figura 1.

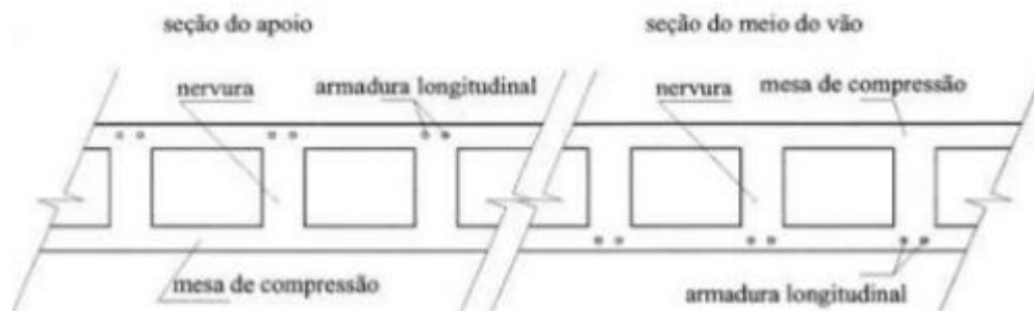


Figura 1 – Laje nervurada dupla. Fonte: Moraes e Barbosa (2017).

- Lajes Pré-moldadas:

Em conformidade com a NBR 14859 (2016), as lajes pré-moldadas são aquelas que possuem vigotas que formam uma seção de concreto em um “T” invertido, onde a armadura da laje está totalmente englobada pelo concreto da vigota. Os tipos mais comuns dessa laje são chamadas de tipo trilho e treliça, as peças que já vem prontas para o uso.

Esse tipo de laje vem sendo cada vez mais empregado em casas, sobrados e pequenos edifícios, pois se tratam de pavimentos mais simples. Esse tipo de laje apresenta vantagens, pois não gastam fôrmas para a sua execução e precisam de pouco escoramento (CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO, 2015).

2.1.2 Quanto ao tipo de apoio

Segundo Bastos (2015), devemos considerar uma laje como uma peça perfeitamente engastada ou simplesmente apoiada em torno de alguma borda, onde podem ser admitidos três tipos de apoios: o apoio simples, engaste perfeito, e borda livre.

Porém, é conhecido que esses apoios perfeitos não ocorrem na realidade, contudo o erro cometido é muito pequeno e não influencia no dimensionamento da peça (CUNHA & SOUZA, 1998). A partir disso, as lajes podem se apresentar de algumas formas de acordo com a combinação de seus vínculos, como mostra a Figura 2.

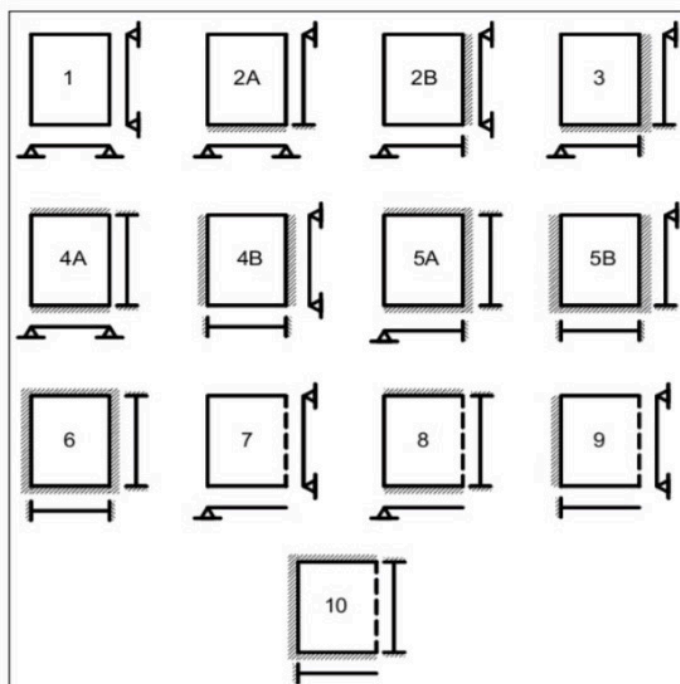


Figura 2 – Modos de disposição das lajes. Fonte: Bastos (2005).

2.1.3 Quanto à sua armação

As lajes maciças possuem dois tipos de armação, que são em uma ou em duas direções. As lajes armadas em uma direção, são aquelas em que a relação entre os vãos da peça possui uma relação superior a 2. Para esses casos, o momento fletor em torno do maior eixo é muito pequeno e não precisa ser calculado, logo adota-se apenas uma armadura de distribuição para essa direção. Já as lajes armadas em duas direções são aquelas que possuem uma relação entre os vãos inferior a 2. Nesses casos, os momentos fletores em relação aos dois eixos são de grande importância para a peça e devem ser considerados nos cálculos para o dimensionamento das armaduras (ARAÚJO, 2003).

2.2 Dimensionamento

As estruturas em concreto armado devem ser projetadas de modo a atender requisitos básicos de qualidade, como a segurança e a durabilidade. Para atender a estas condições, Moraes e Barbosa (2017) apontam que o correto dimensionamento das lajes deve respeitar os valores estabelecidos na NBR 6118/2014 seguindo os critérios de cobrimento mínimo, deslocamentos-limites e taxas de armadura mínima e máxima.

Em conhecimento dos requisitos básicos propostos pela NBR 6118/2014 para o dimensionamento das lajes, tem-se na literatura métodos distintos de cálculo manual para o projeto de lajes maciças, que podem ser Czerny, Marcus e Bares. Neste trabalho, o modelo utilizado para o cálculo manual foi o de Bares.

O método de Bares é baseado em tabelas, que de acordo com Santos Júnior

(2016), estabelecem coeficientes que serão aplicados em equações que servirão para o cálculo dos momentos fletores e das flechas no centro do vão. Inicialmente é feito o pré-dimensionamento da altura da laje relacionando esse valor com o menor lado da laje (“ l_x ”), e o cálculo do vão efetivo e suas correspondentes vinculações.

O método de Bares é um modelo de cálculo baseado em fórmulas matemáticas simples. Com a contínua evolução dos projetos estruturais, ferramentas mais completas foram surgindo com o intuito de auxiliar nos dimensionamentos, como é o caso dos softwares computacionais. No mercado brasileiro existe uma grande quantidade de opções de softwares para o cálculo de estruturas e, dentre eles, destacam-se, o CypeCAD, o TQS e o Eberick. Para realizar o dimensionamento pelo software computacional, o programa escolhido foi o Eberick.

3 | METODOLOGIA

Neste trabalho tem-se o objetivo de fazer o comparativo da área de aço, momentos fletores e flechas referentes ao dimensionamento das lajes maciças de uma residência unifamiliar. A análise comparativa se dá através dos valores obtidos pelo cálculo manual por intermédio do modelo de Bares com os valores extraídos por meio do software computacional Eberick.

3.3 Área de Estudo

O objeto de estudo é uma residência unifamiliar localizada na cidade de Aracaju/SE, que segundo dados do IBGE (2017), conta com uma população estimada de 650.106 habitantes no ano de 2017. A residência é composta por dois pavimentos (pavimento térreo e um pavimento superior), sendo a cobertura formada por telhado, dispensando a necessidade de laje de cobertura.

3.4 Coleta de Dados

Para a realização do dimensionamento das lajes do pavimento térreo, foram utilizados os seguintes dados de projeto:

Classe de agressividade ambiental II; Concreto com resistência de 25 MPa e peso específico de 25 KN/m³; Cobrimento igual a 2,5 cm; Paredes com espessura de 15,0 cm e 2,70 m de altura com peso específico de 13,0KN/m³; Contrapiso com espessura média de 2,0 cm, feito com argamassa de cimento e areia com peso específico de 21 KN/m³; Revestimento de piso cerâmico de 0,15 KN/m² sobre toda área útil; Revestimento na face inferior da laje de 0,23 KN/m²; Cargas acidentais: 1,5 kN/m² para dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro de edifícios residenciais.

3.5 Procedimentos e Análise dos Dados

Com o projeto arquitetônico da residência, pode-se analisar os posicionamentos

de todas as lajes do pavimento térreo, definindo os seus vãos teóricos e as suas correspondentes vinculações. Depois disso, fez-se o pré-dimensionamento desses elementos estruturais, em que foi calculada a altura para cada laje e adotada a maior altura para todas elas. Em seguida, as lajes foram dimensionadas.

O primeiro método utilizado foi o cálculo manual. Inicialmente, foram calculados os valores de flecha total considerando a fluência. Após o cálculo das flechas, o procedimento seguinte foi dos momentos fletores, onde foram obtidos os momentos máximos positivos e negativos para cada laje de acordo com as suas direções. Para finalizar os cálculos manuais, foram determinados os valores da área de aço, respeitando sempre o valor da área de aço para a armadura mínima.

Após o término do dimensionamento de todas as lajes pelo cálculo manual, foi feito o lançamento do mesmo projeto no software Eberick. Com a área de aço, momentos fletores e flechas definidos pelos dois dimensionamentos, comparou-se os valores obtidos a fim de se obter a solução mais econômica para o projeto estrutural. A planta da distribuição das lajes com seus respectivos vãos teóricos está representada na Figura 3.

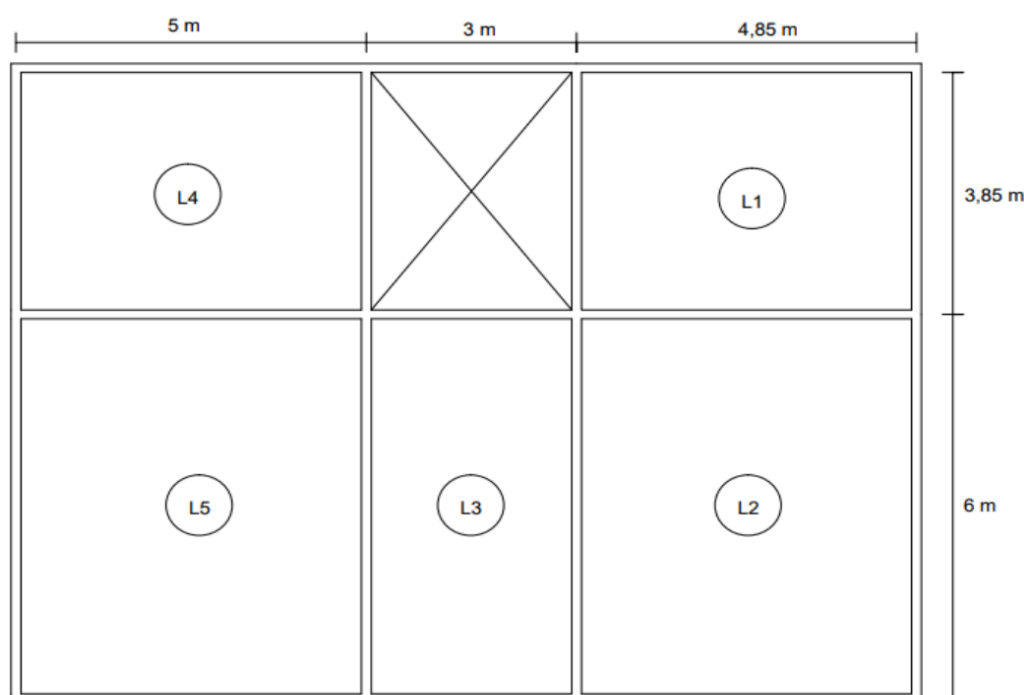


Figura 3 – Planta da distribuição das lajes.

4 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

Inicialmente, foram definidas as condições de vínculo e a relação do lado maior pelo lado menor de cada laje, atribuindo-se um caso a elas a partir das tabelas de Bares. Feito isto, realizou-se o pré-dimensionamento e o cálculo inicial das alturas. Com esse cálculo, foram definidas as alturas que devem ser adotadas de acordo com

a maior altura calculada. Escolheu-se esta adoção para uma melhor padronização de altura nas lajes. Os resultados obtidos nesses procedimentos de cálculo estão apresentados na Tabela 1.

Laje	Caso	l_x (m)	l_y (m)	$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$	Direção da armadura principal	$h_{calculada}$ (cm)	$h_{adotada}$ (cm)
L1	3	3,85	4,85	1,26	Duas direções	7,70	11
L2	4	4,85	6,00	1,24	Duas direções	9,60	11
L3	6	3,00	6,00	2,00	Duas direções	5,40	11
L4	3	3,85	5,00	1,30	Duas direções	7,70	11
L5	4	5,00	6,00	1,20	Duas direções	10,2	11

Tabela 1 – Pré-dimensionamento da altura das lajes.

Com os resultados dispostos na Tabela 1 foi possível dimensionar as lajes, tanto no cálculo manual, como no software. Em sequência, foram realizados cálculos das cargas atuantes e verificação das flechas, analisando valores de combinação quase permanente e de carga acidental. Depois foram calculadas as flechas totais, onde a Tabela 2 mostra o comparativo desses valores para cada método utilizado.

Laje	Cálculo Manual	Software Eberick	Δ $f_{total,\infty}$ (%)
	$f_{total,\infty}$ (cm)	$f_{total,\infty}$ (cm)	
L1	0,35	0,38	3
L2	0,86	0,94	8
L3	0,09	0,12	3
L4	0,35	0,39	4
L5	0,98	1,08	10

Tabela 2 – Comparativo das flechas.

Por meio da Tabela 2, pode-se observar a variação dos resultados obtidos nos cálculos das flechas. Nota-se que no programa, os resultados foram maiores do que no cálculo manual, e as lajes 2 e 5 apresentam uma maior porcentagem em

comparação com as outras, e isso pode ser justificado por elas apresentarem os maiores carregamentos. Essa diferença ocorreu porque o método de Bares analisa laje por laje, onde o valor da flecha de cada uma é calculado como um elemento isolado, enquanto que o Eberick considera as deformações dos apoios das lajes somando as flechas das lajes como um todo, o que acaba resultando em um valor mais acentuado.

Após a análise do comparativo das flechas, iniciou-se a verificação dos momentos fletores, onde foram calculados os momentos máximos positivos e negativos. Para a verificação a partir do método de Bares, foi utilizado a carga total referente a cada laje e os coeficientes estabelecidos de acordo com o caso e a relação entres os seus vãos teóricos. A Tabela 3 mostra o comparativo dos momentos fletores determinados pelos dois métodos utilizados.

Laje	Cálculo Manual (KNm/m)				Software Eberick (KNm/m)				Maior momento positivo	Maior momento negativo
	Mx	My	Xx	Xy	Mx	My	Xx	Xy	Δ (%)	Δ (%)
L1	3,89	1,81	7,84	----	3,96	1,75	7,90	----	7	6
L2	5,55	3,84	12,66	10,82	5,73	3,97	12,85	11,03	18	19
L3	2,03	0,47	4,04	----	2,05	0,43	3,97	----	2	7
L4	3,89	1,81	7,84	----	3,78	1,96	7,96	----	11	12
L5	6,03	4,48	13,95	12,25	6,17	4,61	14,08	12,39	14	13

Tabela 3 – Comparativo dos momentos fletores.

Os momentos representados pela letra M são os momentos máximos positivos em cada direção e os simbolizados pela letra X são os negativos também para cada direção. Em análise dos valores dispostos na Tabela 3, também é possível observar que houve uma discrepância entre eles, ocorrendo também uma maior discrepância nas lajes 2 e 5. As variações ocorreram porque no cálculo simplificado os apoios nas lajes são considerados como rígidos e a distribuição dos momentos fletores nas lajes depende dessa rigidez, enquanto que o Eberick não considera as vigas de apoio como rígidas, e sim como deformáveis, sendo capaz de determinar momentos fletores e de torção com um elevado grau de precisão.

Além disso, o modelo de análise dos métodos também contribuiu para as diferenças encontradas. Como já citado, o método de Bares é baseado na análise dos elementos isolados e o software aplica o modelo de pórtico espacial, onde ocorre uma interação de todos os elementos, possibilitando uma análise estrutural mais completa que simula um melhor comportamento real da estrutura.

Por fim, foram determinados os valores da área de aço. Para esta análise, foram utilizados os momentos fletores estabelecidos para cada laje e parâmetros como as propriedades mecânicas do Aço CA50. Na Tabela 4, está disposto o comparativo das áreas de aço, onde foram calculadas as áreas nas direções X e Y, tanto positiva quanto negativa.

Laje	Direção	Cálculo Manual	Software Eberick	Δ As (%)
		As (cm ² /m)	As (cm ² /m)	
L1	X+	1,86	1,91	5
	X-	3,93	3,99	6
	Y+	1,65	1,65	0
	Y-	----	----	----
Laje	Direção	Cálculo Manual	Software Eberick	As (%)
		As (cm ² /m)	As (cm ² /m)	
L2	X+	2,70	2,83	9
	X-	6,74	6,82	8
	Y+	1,84	1,94	10
	Y-	5,61	5,67	6
L3	X+	1,65	1,67	2
	X-	1,94	1,98	4
	Y+	1,65	1,65	0
	Y-	----	----	----
L4	X+	1,86	1,90	4
	X-	3,93	3,98	5
	Y+	1,65	1,65	0
	Y-	----	----	----
L5	X+	2,96	3,05	9
	X-	7,57	7,63	6
	Y+	2,16	2,27	11
	Y-	6,52	6,64	12

Tabela 4 – Comparativo das áreas de aço.

Com os resultados da Tabela 4, também é verificada a variação dos valores obtidos nos cálculos da área de aço nas lajes. Nota-se que, para a maioria das lajes, os resultados encontrados através do software resultaram em valores maiores em comparação com os calculados manualmente, exceto nas situações que os valores se igualaram por existir a necessidade da adoção da área de aço mínima, como em alguns casos nas lajes 1, 3 e 4.

Essas variações seguiram um padrão entre 2 a 12% nos dois métodos, mostrando também que as maiores diferenças foram verificadas nas lajes 2 e 5. Os resultados encontrados não mostraram elevadas variações, e as diferenças encontradas também são decorrentes do modelo de análise dos dois métodos. O software apresentou uma área de aço maior que a calculada, por ter uma análise mais detalhada, já que possui uma interação de todos os elementos, tornando a estrutura a mais próxima da real. O diferente comportamento das lajes nos dois métodos é o que mais influencia nos momentos calculados e conseqüentemente nas suas áreas de aço.

5 | CONCLUSÕES

Diante dos resultados obtidos, verificou-se por meio dos comparativos, que os valores fornecidos pelo método de Bares e através do Eberick apresentaram variações. Essas variações são provenientes das diferentes formas de arranjo que cada método utiliza, enquanto o cálculo manual é baseado no modelo dos pavimentos isolados que divide a estrutura em pórticos menores podendo levar a erros na avaliação dos deslocamentos e esforços da estrutura, o software utiliza o método de pórtico espacial que estuda as estruturas de forma integrada, analisando-a de forma global e considerando a interação entre todos os elementos.

O método simplificado apresentou, na maioria dos casos, valores menores do que os extraídos pelo software e, isso aconteceu pelo método ser baseado em arranjos estruturais que não acontecem no comportamento real da estrutura, como por exemplo considerar que os apoios nas lajes são rígidos, o que acaba tornando a sua utilização muito limitada e perigosa. Já com a utilização do software, foi possível prever efeitos e deslocamentos na estrutura por meio de uma análise global, obtendo-se uma melhor precisão nos valores obtidos.

Dessa forma, conclui-se que o estudo cumpriu com os objetivos pretendidos inicialmente, onde foi analisado o comparativo entre os dois métodos para se obter a maneira mais confiável de se realizar um projeto estrutural, mostrando uma maior eficiência no método utilizado pelo software computacional. Como sugestão para edições futuras deste trabalho, tem-se a análise comparativa do dimensionamento das lajes a partir de diferentes softwares computacionais, com o objetivo de se observar os tipos de análises e critérios adotados entre eles.

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. 2 Ed. Rio Grande: Dunas, 2003, v.1.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto Armado – Procedimento**, Rio de Janeiro. 2014.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 14859: Laje Pré-Fabricada - requisitos**, Rio de Janeiro. 2016.

BASTOS, P. S. S. **Lajes de Concreto**. Universidade Estadual Paulista, São Paulo. 2015.

CARVALHO, R. C; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Segundo a NBR 6118:2014**. 4 ed. São Carlos: EdUSFCar. 2014.

CUNHA, A. J. P; SOUZA, V. C, M; **Lajes em Concreto Armado e Protendido**. 2 Ed. Rio de Janeiro: UERJ. 1998.

GONTIJO, G. B. **Cálculo e Análise dos Momentos Fletores em Lajes de Concreto Armado**. Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais. 2015.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **População da cidade de Aracaju - SE.** Panorama da cidade/População, IBGE. 2017. Disponível em <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/se/aracaju/panorama>>. Acesso em 23 de dezembro de 2017.

MORAES, B. G; BARBOSA, G. **Comparativo entre Métodos de Cálculo de Laje Maciça.** Universidade do Sul de Santa Catarina, Palhoça. 2017.

SANTOS JÚNIOR, I. R. **Análise Comparativa do Dimensionamento de Lajes Maciças por Meio de um Software Computacional e Alguns Métodos Simplificados.** Faculdade Pio Décimo, Aracaju. 2016.

DIMENSIONAMENTO OTIMIZADO DE PILARES MISTOS PREENCHIDOS DE AÇO E CONCRETO

Jéssica Salomão Lourenção

Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória – Espírito Santo

Élcio Cassimiro Alves

Universidade Federal do Espírito Santo,
Vitória – Espírito Santo

RESUMO: A utilização de perfis de aço de seções tubulares para pilares mistos preenchidos de aço e concreto é uma solução interessante para a construção civil, visto que esse tipo de perfil apresenta grande resistência aos esforços solicitantes, além da dispensa do uso de formas e proteção contra o fogo e a corrosão. Este artigo objetiva estudar o dimensionamento otimizado de pilares mistos preenchidos de aço e concreto seguindo as prescrições da NBR 8800:2008 e da NBR 16239:2013. O desenvolvimento da formulação será feito dentro da plataforma do *Matlab 2016a*, com uma interface gráfica visando à facilidade de manuseio do usuário. A solução do problema será obtida via método dos pontos interiores, programação quadrática sequencial e algoritmo genético para verificar a eficiência dos algoritmos de otimização. Exemplos de aplicação serão apresentados de modo a validar a formulação proposta bem como desenvolver um estudo do comportamento de cada técnica com relação à resistência efetiva da solução

otimizada.

PALAVRAS-CHAVE: Pilares Mistos; Otimização; Perfil Tubular.

ABSTRACT: The use of tubular sections to filled concrete columns of steel and concrete is an interesting solution for the civil construction, since this type of profile presents great resistance to the requesting efforts, besides the dispensation of the use of forms and protection against the fire and corrosion. This article aims to study the optimized design of filled concrete columns of steel and concrete following the requirements of NBR 8800:2008 and NBR 16239:2013. The development of the formulation will be done within the *Matlab 2016a* platform, along with an interface that provides the user an easier manipulation. The solution of the problem will be obtained through the interior points method, quadratic sequential programming and genetic algorithm to verify the efficiency of the optimization algorithms. Application examples will be presented to validate the proposed formulation as well as create a detail study of the behavior of each technique with reference to the effective resistance of the optimized solution.

KEYWORDS: Composite Columns; Optimization; Tubular Section.

1 | INTRODUÇÃO

Os perfis tubulares de aço sempre foram muito utilizados na construção civil por apresentarem grande resistência aos esforços solicitantes, além de apresentarem vantagens tais como proteção contra o fogo e a corrosão e dispensa do uso de formas. Um pilar misto preenchido é composto por um perfil de aço que trabalha em conjunto com o concreto, unindo a capacidade de resistência do aço com a robustez do concreto, apresentando três tipos de geometrias de seções transversais disponíveis, circular, retangular e quadrada, possibilitando assim, inúmeras geometrias de seções transversais com ou sem armações que satisfazem cada situação de esforço solicitante.

Pilares mistos com este tipo de configuração foram citados em estudos como os de Fernandes (1997), De Nardin (1999), De Nardin (2003), Oliveira (2008), entre outros. Entretanto, os mesmos não apresentaram estudos que retratassem o dimensionamento desses pilares seguindo as exigências das normas brasileiras de dimensionamento, motivando assim, o desenvolvimento deste estudo.

Este artigo objetiva apresentar a formulação e os critérios para o dimensionamento otimizado de pilares mistos preenchidos de aço e concreto baseado nas prescrições da NBR 8800:2008 e da NBR 16239:2013. Para tal, será desenvolvido um programa computacional no *software Matlab 2016a* que, após definidos os dados dos materiais, comprimento do pilar, características do ambiente e os esforços solicitantes de cálculo, dimensionará o pilar de forma otimizada, utilizando, para a otimização determinística, o método dos pontos interiores (IP) e a programação quadrática sequencial (SQP) e para a otimização probabilística, o algoritmo genético (AG), existentes na biblioteca do *Matlab 2016a*.

2 | DIMENSIONAMENTO DE PILARES MISTOS PREENCHIDOS DE AÇO E CONCRETO

2.1 Hipóteses básicas e limites de aplicabilidade do dimensionamento

O anexo P da NBR 8800:2008 aborda as diretrizes para o dimensionamento por método simplificado. As hipóteses básicas adotadas pelo método simplificado são: total interação entre aço e concreto; a flambagem local não pode ser um estado-limite último predominante; e as imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas na determinação da resistência de barras de aço.

O método ainda possui alguns limites de aplicabilidade, tais quais: os pilares mistos devem ter dupla simetria e seções transversais constantes ao longo do comprimento; o concreto deve possuir densidade normal; a contribuição do perfil metálico para a capacidade resistente da seção mista deve estar entre 0,2 e 0,9, conforme Eq. (1); a esbeltez relativa do pilar não pode ser superior a 2,0, de acordo com Eq. (2); as seções transversais preenchidas com concreto podem ser fabricadas sem qualquer

armadura, exceto para algumas condições em situação de incêndio; a relação entre a altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 5; e o projeto das armaduras deve atender aos requisitos da NBR 6118:2014.

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (1)$$

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} \quad (2)$$

onde:

A_a área do aço;

f_{yd} limite de escoamento do aço dividido pelo coeficiente de resistência do aço (γ_a);

$N_{pl,Rd}$ definido conforme Eq. (3);

$N_{pl,R}$ valor de $N_{pl,Rd}$ tomando-se os coeficientes de resistência γ_a , γ_c e γ_s iguais a 1,0;

N_e definido conforme Eq. (8).

2.2 Flambagem local dos elementos de aço

Para garantir a hipótese de que as resistências de todos os materiais devem ser atingidas sem que ocorra flambagem local dos elementos componentes do perfil de aço da seção transversal, não podem ser ultrapassadas as seguintes relações, conforme Tabela 1.

Morfologia da seção	Limite de esbeltez
Seção tubular retangular e quadrada preenchida	$\frac{b_i}{t} \leq 2,26 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$
Seção tubular circular preenchida	$\frac{D}{t} \leq 0,15 \frac{E_a}{f_y}$

onde:

b_i	maior dimensão paralela a um eixo de simetria da seção tubular retangular;
D	diâmetro externo do perfil tubular circular;
t	espessura da parede do perfil tubular retangular ou circular;
E_a	módulo de elasticidade do aço;
f_y	limite de escoamento do aço.

2.3 Dimensionamento segundo a nbr 8800:2008 e a nbr 16239:2013

2.3.1 Dimensionamento a força axial de compressão

A força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação totalé calculada de acordo com a Eq. (3).

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + \alpha A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (3)$$

onde:

A_a, A_c, A_s respectivas áreas do aço, concreto e armadura;

f_{yd} limite de escoamento do aço dividido pelo coeficiente de resistência do aço (γ_a);

f_{cd} resistência característica à compressão dividido pelo coeficiente de resistência do concreto (γ_c);

f_{sd} limite de escoamento da armadura dividido pelo coeficiente de resistência da armadura (γ_s);

α coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares circulares preenchidas com concreto e 0,85 para as demais seções.

Devido aos efeitos de retração e fluência do concreto, uma redução no módulo de elasticidade do concreto é aplicada, tomando-se no lugar de E_c , o valor de $E_{c,red}$ descrito na Eq. (4).

$$E_{c,red} = E_c \frac{1}{1 + \left(\frac{N_{G,sd}}{N_{sd}} \right) \varphi} \quad (4)$$

onde:

E_c	módulo de elasticidade do concreto calculado conforme a NBR 6118:2014;
$N_{G,sd}$	parcela da força axial solicitante de cálculo devida a ação permanente e ação decorrente do uso de atuação quase permanente;
N_{sd}	força axial solicitante de cálculo;
φ	coeficiente de fluência do concreto, onde simplificada mente admite-se que seja tomado igual a 2,5 nas seções total ou parcialmente revestidas com concreto e igual a 0 nas seções tubulares preenchidas com concreto.

A rigidez efetiva à flexão e a rigidez axial efetiva à compressão são calculadas respectivamente na Eq. (5) e Eq. (6), conforme a NBR 8800:2008. No entanto, a NBR 16239:2013 recomenda-se utilizar a Eq. (7) no cálculo da rigidez efetiva à flexão.

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,6 E_{c,red} I_c + E_s I_s \quad (5)$$

$$(EA)_e = E_a A_a + E_{c,red} A_c + E_s A_s \quad (6)$$

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,7 E_c I_c + E_s I_s \quad (7)$$

onde:

I_a, I_c, I_s momentos de inércia do aço, concreto e armadura;

$E_a, E_{c,red}, E_s$ módulos de elasticidade do aço, reduzido do concreto e armadura;

A_a, A_c, A_s áreas do aço, concreto e armadura.

A força axial de flambagem elástica, Eq. (8), e o fator de redução da resistência, conforme a NBR 8800:2008, Eq. (9) e Eq. (10), são obtidos conforme as equações mencionadas. No entanto, a NBR 16239:2013 recomenda utilizar a Eq. (11) para o cálculo do fator de redução da resistência.

$$N_e = \frac{\pi^2(EI)_e}{(KL)^2} \quad (8)$$

$$\lambda_{0,m} \leq 1,5 \rightarrow \chi = 0,658\lambda_{0,m}^2 \quad (9)$$

$$\lambda_{0,m} > 1,5 \rightarrow \chi = \frac{0,877}{\lambda_{0,m}^2} \quad (10)$$

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_{0,m}^{4,48})^{0,24}} \quad (11)$$

onde:

KL comprimento de flambagem do pilar;

$\lambda_{0,m}$ a esbeltez relativa do pilar, conforme Eq. (2).

Portanto, o cálculo da força axial resistente de cálculo é dado na Eq. (12) e posteriormente a capacidade resistente do pilar à compressão é verificada garantindo que a força axial resistente de cálculo seja maior ou igual a força axial solicitante de cálculo, Eq. (13).

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd} \quad (12)$$

$$N_{Rd} \geq N_{Sd} \quad (13)$$

2.3.2 Dimensionamento a flexo-compressão

Para o dimensionamento de pilares mistos sujeitos aos efeitos combinados de força axial de compressão e momento fletor em relação a um ou aos dois eixos de simetria da seção transversal podem ser utilizados um modelo de cálculo mais simplificado, modelo de cálculo I, ou um modelo mais rigoroso, modelo de cálculo II, de acordo com a NBR 8800:2008 ou um modelo de cálculo proposto pela NBR 16239:2013.

Para tal, o momento fletor resistente de plastificação de cálculo ($M_{pl,Rd}$) de seções mistas duplamente simétricas em relação ao eixo x ou ao eixo y, $M_{pl,x,Rd}$ e $M_{pl,y,Rd}$, e o momento fletor máximo resistente de plastificação ($M_{max,pl,Rd}$) em relação ao eixo x ou ao eixo y, $M_{max,pl,x,Rd}$ e $M_{max,pl,y,Rd}$, podem ser calculados de acordo com as Eq. (14) e Eq. (15).

$$M_{pl,Rd} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0,5f_{cd1}(Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn}) \quad (14)$$

$$M_{max,pl,Rd} = f_{yd}Z_a + 0,5f_{cd1}Z_c + f_{sd}Z_s \quad (15)$$

onde:

- Z_a, Z_c, Z_s módulos de resistência do aço, do concreto e armadura;
- f_{yd}, f_{sd} Resistências de cálculo ao escoamento do aço e armadura;
- f_{cd1} produto de αf_{cd}
- Z_{an}, Z_{cn}, Z_{sn} módulos de resistência plástico de acordo com o tipo de seção transversal, definidos a seguir.

O cálculo do módulo de resistência plástico para seções circulares preenchidas e seções tubulares retangulares e quadradas é descrito nas Eq. (16) a (27).

- Seção tubular circular, de acordo com a Figura 1:

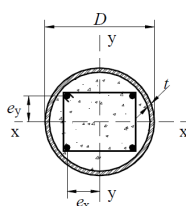


Figura 1 – Seção tubular circular preenchida com concreto

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

$$Z_c = \frac{(D - 2t)^3}{4} - \frac{2}{3} \left(\frac{D}{2} - t \right)^3 - \left(\frac{D}{2} - t \right)^2 (4 - \pi) \left(\frac{D}{2} - t - \left(\frac{D}{2} - t \right) \right) - Z_s \quad (16)$$

$$Z_s = \sum_{i=1}^n |A_{si} e_i| \quad (17)$$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd1})}{2D f_{cd1} + 4t (2f_{yd} - f_{cd1})} \quad (18)$$

$$Z_{sn} = \sum_{i=1}^n |A_{sin} e_i| \quad (19)$$

$$Z_{cn} = (D - 2t) h_n^2 - Z_{sn} \quad (20)$$

$$Z_{an} = D h_n^2 - Z_{cn} - Z_{sn} \quad (21)$$

onde:

- A_{sn} soma das áreas das barras da armadura na região de altura ;
- A_{si} área da barra da armadura;
- A_{sin} área de cada barra da armadura na região de altura ;
- e_i distância do eixo da barra da armadura ao eixo de simetria relevante;
- e_{yi} distância do eixo da barra da armadura ao eixo x.

- Seção tubular retangular e quadrada, de acordo com a Figura 2:

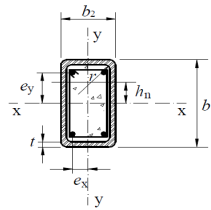


Figura 2 – Seção tubular retangular/quadrada preenchida com concreto

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

- Eixo x:

$$Z_{c,x} = \frac{(b_2 - 2t)(b_1 - 2t)^2}{4} - \frac{2}{3}r^3 - r^2(4 - \pi) \left(\frac{b_1}{2} - t - r \right) - Z_{s,x} \quad (22)$$

$$Z_{s,x} = \sum_{i=1}^n |A_{si}e_i| \quad (23)$$

$$h_{n,x} = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd1})}{2b_2 f_{cd1} + 4t(2f_{yd} - f_{cd1})} \quad (24)$$

$$Z_{sn,x} = \sum_{i=1}^n |A_{sin}e_{yi}| \quad (25)$$

$$Z_{cn,x} = (b_2 - 2t)h_n^2 - Z_{sn,x} \quad (26)$$

$$Z_{an,x} = b_2 h_n^2 - Z_{cn,x} - Z_{sn,x} \quad (27)$$

- Eixo y:

Para o cálculo com relação ao eixo y, devem ser utilizadas as equações relativas ao eixo x, porém substituindo entre si as dimensões b_1 e b_2 , bem como os índices subscritos x e y.

2.3.2.1 Modelo de cálculo I (NBR 8800:2008)

No Modelo de Cálculo I, o diagrama de interação é composto por duas retas, como indica a Figura 3 e a verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos

momentos fletores deve satisfazer as Eq. (28) e (29).

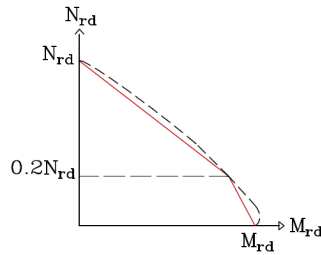


Figura 3 – Diagrama de interação momento fletor-força normal

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (28)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad \frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (29)$$

onde:

N_{Sd} força axial solicitante de cálculo;

N_{Rd} força axial resistente cálculo;

$M_{x,Sd}, M_{y,Sd}$ momentos fletores solicitantes em relação ao eixo x e ao eixo y da seção mista, respectivamente;

$M_{x,Rd}, M_{y,Rd}$ momentos fletores resistentes de cálculo em relação ao eixo x e ao eixo y da seção mista, respectivamente, dado por $M_{pl,x,Rd}$ e $M_{pl,y,Rd}$.

2.3.2.2 Modelo de cálculo II (NBR 8800:2008)

No Modelo de Cálculo II, a curva de interação é formada por três retas, como indica a Figura 4, o que pode aproximar melhor os segmentos de reta à curva tracejada que representa a relação do pilar flexo-comprimido. A interação entre o momento fletor e a força normal atuante devem satisfazer as Eq. (30) a (32), sendo o cálculo de μ_y idêntico ao cálculo de μ_x , apenas substituindo as grandezas referentes a x por y.

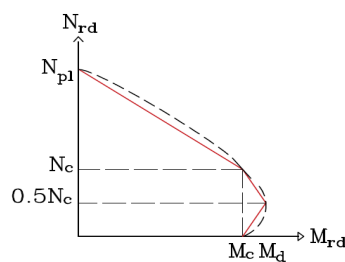


Figura 4 – Diagrama de interação momento fletor-força normal

$$N_{Sd} \geq N_c \quad \mu_x = 1 - \frac{N_{Sd} - N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,Rd} - N_{pl,c,Rd}} \quad (30)$$

$$\frac{N_c}{2} \leq N_{Sd} \leq N_c \quad \mu_x = \left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}\right) \left(\frac{2N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}} - 1\right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \quad (31)$$

$$0 \leq N_{Sd} \leq \frac{N_c}{2} \quad \mu_x = \left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}\right) \left(\frac{2N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}} - 1\right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \quad (32)$$

onde:

N_{Sd}	força axial solicitante de cálculo;
$N_{pl,c,Rd}$ ou N_c	produto de $f_{cd}A_c$;
$N_{pl,Rd}$	conforme definido na Eq. (3);
$M_{c,x}, M_{c,y}$	são dados, respectivamente por $0,9M_{pl,x,Rd}$ e $0,9M_{pl,y,Rd}$ obtidos conforme Eq. (14);
$M_{d,x}, M_{d,y}$	são dados, respectivamente por $0,8M_{max,pl,x,Rd}$ e $0,8M_{max,pl,y,Rd}$ obtidos conforme Eq. (15). Caso $M_{d,x} < M_{c,x}$, então $M_{d,x}$ deve ser tomado igual a $M_{c,x}$. O mesmo deve ser feito em relação ao eixo y.

Os momentos devidos às imperfeições ao longo do pilar, respectivamente em relação aos eixos x e y são obtidos conforme a Eq. (33) e Eq. (34).

$$M_{x,i,Sd} = \frac{N_{Sd}L_x}{200 \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,y}}\right)} \quad (33)$$

$$M_{y,i,Sd} = \frac{N_{Sd}L_y}{150 \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,y}}\right)} \quad (34)$$

onde:

N_{Sd}	força axial solicitante de cálculo;
L_x, L_y	comprimento do pilar entre contenções laterais;
$N_{e2,x}, N_{e2,y}$	força axial de flambagem elástica em relação aos eixos x e y, obtidos conforme Eq. (8).

Assim, os momentos fletores solicitantes de cálculo totais, caso não seja feita análise mais rigorosa, são dados na Eq. (35) e Eq. (36).

$$M_{x,tot,Sd} = M_{x,Sd} + M_{x,i,Sd} \quad (35)$$

$$M_{y,tot,Sd} = M_{y,Sd} + M_{y,i,Sd} \quad (36)$$

onde:

$M_{x,Sd}, M_{y,Sd}$ momentos fletores solicitantes de cálculo.

Portanto, a verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores pode ser feita por meio da Eq. (37) e Eq. (38).

$$N_{Rd} \geq N_{Sd} \quad (37)$$

$$\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{c,y}} \leq 1,0 \quad (38)$$

2.3.2.3 Modelo de cálculo (NBR 16239:2013)

No Modelo de cálculo, o diagrama de interação é composto por duas retas, como indica a Figura 5. A verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores é feita por meio da Eq. (39) e Eq.(40).

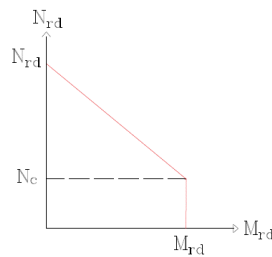


Figura 5 – Diagrama de interação momento fletor-força normal

$$N_{Sd} \leq N_c \quad \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (39)$$

$$N_{Sd} \leq N_c \quad \frac{N_{Sd} - N_c}{N_{Rd} - N_c} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (40)$$

onde:

N_{Sd} força axial solicitante de cálculo;

N_c força axial de compressão resistente de cálculo referente apenas à parcela de concreto, dada pelo produto $\chi N_{pl,c,Rd}$;

$M_{x,Sd}, M_{y,Sd}$ momentos fletores solicitantes de cálculo;

$M_{x,Rd}, M_{y,Rd}$ são dados, respectivamente por $M_{pl,x,Rd}$ e $M_{pl,y,Rd}$ obtidos conforme Eq. (14).

3 | FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

3.1 Dimensionamento otimizado determinístico

A otimização contínua será formulada com base no método dos Pontos Interiores (IP) e na Programação Quadrática Sequencial (SQP). O problema de otimização se baseia em encontrar a solução ótima que maximize ou minimize a função objetivo e no caso do dimensionamento de pilares mistos preenchidos de aço e concreto, a função objetivo minimiza, Eq. (41), o custo total do pilar (por metro linear), sendo que a mesma engloba o custo do concreto, do perfil de aço e das armaduras utilizadas, sendo definida por:

$$f_{(\min)} = C_a A_a p_a + C_c A_c + C_s A_s p_s \quad (41)$$

Em que C_a é o custo do perfil de aço (R\$/kg), A_a é a área de aço total do perfil, p_a é o peso específico do aço (kg/m³), C_c é o custo do concreto (R\$/m³), A_c é a área de concreto na seção transversal do perfil de aço (m²), C_s é o custo das armaduras de aço (R\$/kg), A_s é a área das armaduras de aço (m²) e p_s é o peso específico das armaduras (kg/m³).

A partir disso, a solução ótima para a função objetivo é dada por meio de cálculos iterativos que alteram os valores das variáveis sucessivamente, até obter o ponto mínimo. Assim, os pilares mistos de seção tubular circular, Figura 6, possuem as seguintes variáveis de projeto: $x_1 = D$, referente ao diâmetro do perfil, $x_2 = t$, sendo a espessura do perfil, $x_3 = f_{ck}$, é a resistência característica do concreto a compressão e $x_4 = A_s$, a área das armaduras de aço. Já os pilares mistos de seção tubular retangular, Figura 6, possuem como variáveis de projeto: $x_1 = b$, referente a base do perfil, $x_2 = h$, sendo a altura do perfil, $x_3 = t$ espessura do perfil, $x_4 = f_{ck}$, é a resistência característica do concreto a compressão e $x_5 = A_s$, a área das armaduras de aço. Para os pilares mistos de seção tubular quadrada, Figura 6, temos $x_1 = b$, referente ao base do perfil, $x_2 = t$, sendo a espessura do perfil, $x_3 = f_{ck}$, é a resistência característica do concreto a compressão e $x_4 = A_s$, a área das armaduras de aço.

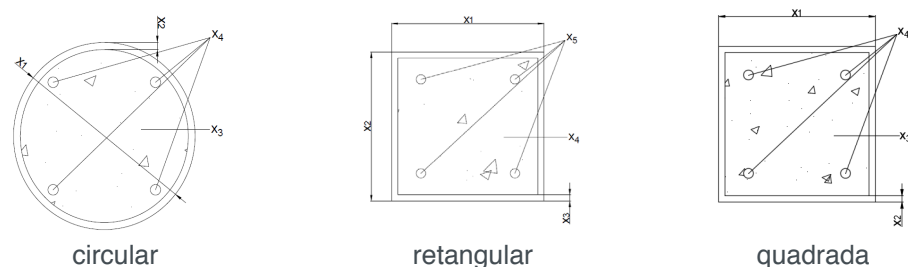


Figura 6 – Variáveis de projeto

A solução ótima deve atender às funções de restrições, as quais, em geral, são recomendações e exigências das normas de dimensionamento. As funções de restrições inseridas no programa foram as equações mencionadas nos Tópicos 2.3.1 e 2.3.2.

3.2 Dimensionamento otimizado probabilístico

A técnica de otimização usada para o problema de variável discreta, foi o Algoritmo Genético o qual determina o mínimo de uma função aptidão, Eq. (42), neste caso, o custo total do pilar misto preenchido de aço e concreto.

$$f_{\text{aptidão}}(X') = \begin{cases} X' \rightarrow X \\ f(X) = C_a A_a p_a + C_c A_c + C_s A_s p_s \end{cases} \quad (42)$$

A variável X' é um vetor com 8 variáveis para os casos de seção tubular circular e quadrada e um vetor com 9 variáveis para o caso de seção tubular retangular, onde todas possuem os valores de 0 ou 1, exclusivamente, para cada célula do vetor. Por fim, as restrições seguem o mesmo padrão que as funções de restrições para a otimização determinística, sendo obtidas nos Tópicos 2.3.1 e 2.3.2.

4 | EXEMPLOS

A interface gráfica foi desenvolvida com o auxílio do GUIDE (Graphical User Interface Development Environment), Figura 7, do *Matlab 2016a*. Nessa interface é possível fazer a verificação do perfil determinado pelo usuário quando selecionado as opções do método dos Pontos Interiores (IP) e o método da Programação Quadrática Sequencial (SQP) e Algoritmos Genéticos (AG).

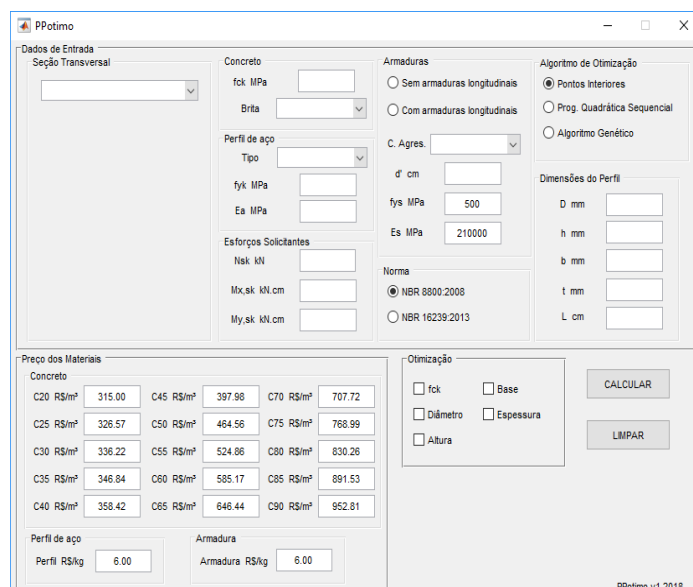


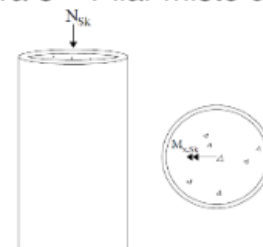
Figura 7 – Interface gráfica do software

4.1 Pilar misto preenchido de perfil tubular circular

O primeiro exemplo é de um pilar misto preenchido composto por perfil tubular circular submetido a compressão axial e flexão oblíqua no eixo x, Figura 8, de solução dada por um software *PilarMisto 3.04.11* (CALDAS, FAKURY E SOUZA JR, 2018) utilizando a NBR 8800:2008. Dados do problema:

Diâmetro do perfil tubular = 323,80mm
 Espessura do perfil tubular = 12,5mm
 Comprimento do pilar misto = 4000mm
 Resistência do concreto (f_{ck}) = 30MPa
 Limite de escoamento do aço (f_{yk}) = 250MPa
 Carregamento vertical (N_{Sk}) = 1428,57kN
 Momento na direção x ($M_{x,Sk}$) = 9428,57kN
 Momento na direção y ($M_{y,Sk}$) = 0kN

Figura 8 – Pilar misto circular



A Tabela 2 apresenta os resultados quando se aplica as técnicas de otimização para este exemplo.

Método	D (mm)	t (mm)	f_{ck} (MPa)	N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kN.cm)	$M_{y,Rd}$ (kN.cm)	FS1	FS2	CT (R\$)
Pilar Misto 3.04.11	323,8	12,5	30	3821	30611	30611	0,91	0,80	-
Dimensionamento IP	323,8	12,5	30	3836	30611	30611	0,90	0,87	2397
SQP	324,8	6,4	30	5136	19216	19216	1,00	0,76	1497
AG	324,8	6,4	30	5136	19216	19216	1,00	0,76	1497
	323,8	7,1	80	4865	20631	20631	0,98	0,80	1580

Tabela 2- Resultados das restrições dos softwares para o exemplo 1

Primeiramente, foi realizado o dimensionamento do pilar misto pelo programa, para efeito de validação do mesmo, o qual apresentou como resultado um aumento de 0,4% da força resistente de compressão axial quando comparado com o dimensionamento realizado pelo software *PilarMisto 3.04.11*. Isso pode ter ocorrido devido a alguma inconsistência na formulação das áreas de aço e de concreto, como também dos esforços resistentes. No entanto, não houve diferença entre os valores dos momentos resistentes em nenhum dos eixos. Já o fato de os fatores de segurança serem diferentes é devido ao fato de a força resistente de compressão possuir esse acréscimo de 0,4%.

Após, foi realizada a otimização desse pilar misto preenchido e os resultados encontrados pela otimização contínua, IP e SQP, apresentaram um perfil tubular de diâmetro superior, porém com uma espessura inferior ao do dimensionamento. Além disso, os dois métodos não apresentaram diferenças na solução. No entanto,

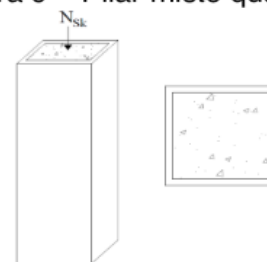
o resultado encontrado pela otimização discreta, AG, foi diferente devido a busca por um perfil padronizado por catálogos de tubos estruturais, neste caso, um perfil circular de dimensões externas 323,8x7,1mm, que ocasionou um custo elevado comparado com os algoritmos determinísticos, porém um custo menor em relação ao dimensionamento tradicional. Assim, o melhor resultado foi obtido pela otimização contínua, chegando numa diferença percentual de 37,5% quando comparado com a solução dada no dimensionamento. Contudo, não existe um perfil circular padronizado com tais dimensões externas.

4.2 Pilar misto preenchido de perfil tubular quadrado

O segundo é um pilar misto preenchido de perfil tubular quadrado submetido a uma compressão axial, Figura 9, de solução dada pelo software PilarMisto 3.04.11 (CALDAS, FAKURY E SOUZA JR, 2018) utilizando a NBR 8800:2008. Dados do problema:

Base do perfil tubular = 150,00mm
 Altura do perfil tubular = 150,00mm
 Espessura do perfil tubular = 12,5mm
 Comprimento do pilar misto = 3000mm
 Resistência do concreto (f_{ck}) = 30MPa
 Limite de escoamento do aço (f_{yk}) = 250MPa
 Carregamento vertical (N_{Sk}) = 714,29kN
 Momento na direção x ($M_{x,Sk}$) = 0kN
 Momento na direção y ($M_{y,Sk}$) = 0kN

Figura 9 – Pilar misto quadrado



A Tabela 3 apresenta os resultados tanto para o dimensionamento quanto para otimização aplicada neste exemplo.

Método	b (mm)	t (mm)	f_{ck} (MPa)	N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kN.cm)	$M_{y,Rd}$ (kN.cm)	FS1	FS2	CT (R\$)
Pilar Misto 3.04.11	150,0	12,5	30	1555	8229	8229	0,00	0,00	-
Dimensionamento IP	150,0	12,5	30	1468	7780	7780	0,00	0,00	930
SQP	140,1	3,6	90	1000	2733	2733	0,00	0,00	324
AG	140,1	3,6	90	1000	2733	2733	0,00	0,00	324
	200	6,4	20	1381	8578	8578	0,00	0,00	710

Tabela 3- Resultados das restrições dos softwares para o exemplo 2

Novamente, realizou-se o dimensionamento pelo programa, o qual apresentou uma redução de 5,6% no resultado da força resistente de compressão axial, uma redução de 5,5% no resultado dos momentos resistentes no eixo x e no eixo y, quando comparados com o dimensionamento realizado pelo software PilarMisto 3.04.11,

podendo ser ocasionado devido a consideração dos raios externos e internos do perfil tubular.

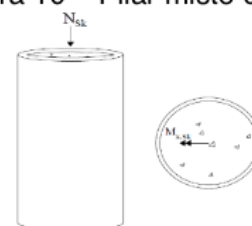
De forma similar ao exemplo anterior, foi realizado a otimização do pilar misto preenchido de seção tubular. Ambos os resultados encontrados pelo IP e SQP obtiveram um perfil tubular quadrado de dimensões externas reduzido, ocasionando uma redução no custo do pilar. Já, o resultado encontrado pelo AG, obteve um custo superior em relação aos algoritmos determinísticos devido a utilização de perfis padronizados por catálogos estruturais. Portanto, o melhor resultado foi obtido pela otimização contínua, com uma diferença percentual de 65,1% quando comparado com a solução dada no dimensionamento. Em relação ao AG o custo foi reduzido em 23,65% comparado com o dimensionamento tradicional.

4.3 Pilar misto preenchido de perfil tubular circular

Neste exemplo, é dado um pilar misto preenchido de perfil tubular circular submetido a uma compressão axial e a flexão oblíqua no eixo x, Figura 10, de solução dada por Canales (2014) utilizando a NBR 16239:2013. Dados do problema:

Diâmetro do perfil tubular = 323,80mm
 Espessura do perfil tubular = 10,3mm
 Comprimento do pilar misto = 4000mm
 Resistência do concreto (f_{ck}) = 30MPa
 Limite de escoamento do aço (f_{yk}) = 250MPa
 Carregamento vertical (N_{Sk}) = 1428,57kN
 Momento na direção x ($M_{x,Sk}$) = 9428,57kN
 Momento na direção y ($M_{y,Sk}$) = 0kN

Figura 10 – Pilar misto circular



Na Tabela 4 apresenta os resultados tanto para o dimensionamento quanto para as soluções obtidas aplicando as formulações de otimização para o problema.

Método	D (mm)	t (mm)	f_{ck} (MPa)	N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kN.cm)	$M_{y,Rd}$ (kN.cm)	FS3	CT (R\$)
Canales (2014)	328,3	10,3	30	3430	26006	26006	0,88	-
Dimensionamento	323,8	10,3	30	3722	26006	26006	0,75	2008
IP	286,4	5,7	90	4377	13200	13200	1,00	1165
SQP	286,4	5,7	90	4377	13200	13200	1,00	1165
AG	273,0	6,4	90	4070	13234	13234	1,00	1212

Tabela 4- Resultados das restrições dos softwares para o exemplo 3

Para efeito de validação dos resultados, foi realizado o dimensionamento do pilar misto pelo programa, o qual apresentou um aumento de 8,5% no resultado da força resistente de compressão axial quando comparado com o dimensionamento realizado por Canales (2014) e uma diminuição no fator de segurança devido a força de resistente de compressão.

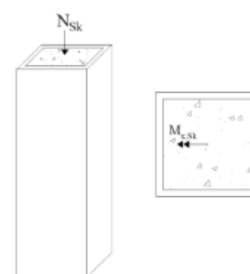
Após, realizou-se a otimização do pilar misto preenchido. Os métodos IP e SQP apresentaram uma redução no custo, visto que os métodos não se baseiam em perfis tubulares de catálogos estruturais. Já o resultado encontrado pelo AG obteve um custo mais alto, encontrando um perfil tubular circular de dimensões externas 273,0x6,4mm. Novamente, o melhor resultado foi obtido pela otimização contínua, chegando numa redução no custo final de 41,98% e em relação ao AG uma redução de 39,6%.

4.4 Pilar misto preenchido de perfil tubular quadrado

É dado um pilar misto preenchido composto por perfil tubular quadrado submetido a compressão axial e flexão no eixo x, Figura 11, de solução dada por Canales (2014) utilizando a NBR 16239:2013. Dados do problema:

Base do perfil tubular = 290,00mm
 Altura do perfil tubular = 290,00mm
 Espessura do perfil tubular = 9,5mm
 Comprimento do pilar misto = 4000mm
 Resistência do concreto (f_{ck}) = 30MPa
 Limite de escoamento do aço (f_{yk}) = 250MPa
 Carregamento vertical (N_{Sk}) = 1428,57kN
 Momento na direção x ($M_{x,Sk}$) = 9428,57kN
 Momento na direção y ($M_{y,Sk}$) = 0kN

Figura 11 – Pilar misto quadrado



De forma similar ao exemplo anterior, a Tabela 5 apresenta os resultados para o exemplo proposto.

Método	b/h (mm)	t (mm)	f_{ck} (MPa)	N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kN.cm)	$M_{y,Rd}$ (kN.cm)	FS3	CT (R\$)
Canales (2014) Dimensionamento	290,0	9,5	30	3400	27612	27612	0,89	-
IP	239,8	5,9	90	3784	13200	13200	1,00	1221
SQP	239,8	5,9	90	3784	13200	13200	1,00	1221
AG	240	6,4	70	3341	13862	13862	0,95	1252

Tabela 5- Resultados das restrições dos softwares para o exemplo 4

Novamente, o dimensionamento do pilar misto foi realizado pelo programa, o qual apresentou um aumento de 7,7% no resultado da força resistente de compressão axial quando comparado com o dimensionamento realizado por Canales (2014) e uma diminuição no fator de segurança devido a força de resistente de compressão. Isso pode ter ocorrido devido ao fato de consideramos o valor do raio externo e interno dos perfis tubulares como sendo duas vezes a espessura e uma vez a espessura, respectivamente.

De forma similar aos exemplos anteriores, os resultados encontrados pelo IP e SQP, apresentaram mesma solução, obtendo um pilar misto de custo reduzido. Já,

o resultado encontrado pelo AG obteve um custo relativamente superior devido a utilização de perfis padronizados. Assim, a otimização contínua obteve uma redução final no custo do pilar de 41,66% e em relação ao AG uma redução de custo de 39,3%.

5 | CONCLUSÕES

Conforme os exemplos apresentados, os resultados encontrados pela otimização contínua, método dos pontos interiores e programação quadrática sequencial, convergiram para uma mesma solução em todos os exemplos, apontando que a solução encontrada em torno dessas dimensões é a solução otimizada do problema. Já a otimização discreta obteve soluções com custos superiores aos encontrados pela otimização contínua, devido a utilização de perfis padronizados por catálogos de tubos estruturais e efetivamente a que será utilizada. No mais, prevê-se a adição de mais catálogos de perfis comerciais ao programa, a fim de buscar o dimensionamento otimizado em variadas situações.

No mais, realizar o dimensionamento otimizado de pilares mistos preenchidos frente as solicitações impostas ao mesmo, possibilita ao profissional uma análise mais analítica para a escolha do tipo de perfil tubular, bem como as dimensões deste elemento estrutural e a resistência do concreto, garantindo assim uma redução de valores expressivos para o seu custo total.

REFERÊNCIAS

Associação Brasileira De Normas Técnicas. ABNT, NBR 8800: *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*, 2008.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. ABNT, NBR 16239: *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares*, 2013.

Caldas, R. B; Fakury, R. H.; Souza Jr; J. B. M. **PilarMisto 3.04.11: verificação de pilares mistos de aço e concreto segundo a ABNT NBR 8800:2008 e a NBR 14323:2010**. Belo Horizonte: UFMG, Departamento de Engenharia de Estruturas. Acesso em: 26 julho 2018.

Canales, A. F. 2014. **Estudo do dimensionamento de pilares de aço tubulares e pilares mistos de perfis tubulares preenchidos com concreto de acordo com a ABNT NBR 16239:2013**. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão.

Fernandes, J. 1997. **Pilares mistos: tubos de aço com seções quadradas e retangulares e núcleo de concreto de alta resistência**. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas.

De Nardin, S. 1999. **Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência**. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

De Nardin, S. 2003. **Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar**. Tese (Doutor em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São

Paulo.

Oliveira, W. 2008. **Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular.** Tese (Doutor em Engenharia de Estruturas) – Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Vallourec Tubos Do Brasil: Tubos estruturais seção circular, quadrada e retangular. Minas Gerais: Belo Horizonte, 2017. 56 p. Catálogo estrutural.

ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS: MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

João Augusto Dunck Dalosto

Universidade do Estado de Mato Grosso,
Faculdade de Ciências Agrárias, Biológicas e
Sociais Aplicada
Nova Xavantina – Mato Grosso

Luiz Fernando Hencke

Universidade do Estado de Mato Grosso,
Faculdade de Ciências Agrárias, Biológicas e
Sociais Aplicada
Nova Xavantina – Mato Grosso

Jhonatan Conceição dos Santos

Universidade do Estado de Mato Grosso,
Faculdade de Ciências Agrárias, Biológicas e
Sociais Aplicada
Nova Xavatina – Mato Grosso

Hevri da Silva Carneiro Pilatti

Universidade do Estado de Mato Grosso,
Faculdade de Ciências Agrárias, Biológicas e
Sociais Aplicada
Nova Xavantina – Mato Grosso

RESUMO: A rodovia MT-336 é uma rodovia estadual não pavimentada, localizada no município de Barra do Garças-MT, que proporciona o fluxo de produtos, insumos e circulação de pessoas da região rural para o perímetro urbano do município e vice-versa. Isto posto, verifica-se a importância destas vias rurais, as quais permitem o acesso aos serviços básicos do Estado por parte da população e,

também, contribuem com a economia regional. Deste modo, a presente pesquisa objetiva demonstrar que as técnicas de conservação e manutenção são imprescindíveis para a durabilidade das estradas não pavimentadas, visto que estas estão constantemente exposta às intempéries e solicitações do tráfego de veículos. Para tanto, inicialmente foi realizado o levantamento bibliográfico e posteriormente o estudo de caso na rodovia MT-336, analisando o sistema de drenagem e estudo das patologias identificadas no percurso escolhido, com registros fotográficos. Os resultados da pesquisa evidenciaram problemas de drenagem, mistura do tratamento da plataforma fora dos padrões recomendados e, também, ausência de manutenção periódica adequada, gerando o surgimento de diversas patologias – poeira, areiões, ravinas, erosões etc. Conclui-se, portanto, que as técnicas de conservação e manutenção são, de fato, imprescindíveis para a durabilidade das vias não pavimentadas, partindo-se do caso em particulado estudado, a rodovia MT-336.

PALAVRAS-CHAVE: Drenagem. Estradas não pavimentadas. Patologias.

UNPAVED ROADS: PATHOLOGICAL MANIFESTATIONS

ABSTRACT: The MT-336 highway is an

unpaved state highway, located in the municipality of Barra do Garças-MT, that provides the flux of products, supplies and the people circulation from the rural region to the municipality urban perimeter and the inverse. Therefore shows the importance of these rural roads, which allow the access to basic services of the State by the population part and also contribute to the regional economy. Thus, the present research aims to demonstrate that the techniques of conservation and maintenance are essential for the durability of unpaved roads, whereas these ones are constantly exposed to the inclement weather and traffic requests of vehicles. In order, to achieve the proposed objective, a bibliographical survey was carried out and afterward the case study on the MT-336 highway, analyzing the drainage system of the road and study of pathologies identified in the chosen route. The results of the research evidenced problems of drainage, mixing of the treatment of the platform outside the recommended standards and, also, absence of adequate periodic maintenance, generating the appearance of several pathologies - dust, sands, ravines, erosions, etc. It is concluded, therefore, that the conservation and maintenance techniques are, in fact, essential for the durability of the unpaved roads, starting from the case studied in particular, the highway MT-336.

KEYWORDS: Drainage. Unpaved roads. Pathologies.

1 | INTRODUÇÃO

A eficiência da atividade transportadora, destacando o modal rodoviário, está diretamente ligada ao desempenho econômico do país e este ao compasso das demais atividades produtivas. Brasil (2005) relata que existe uma sinergia entre ambas. Quando há diminuição de custos logísticos, há conseqüente aumento da renda. Esta última estimula o consumo e possibilita novos negócios, enquanto o transporte é instigado a viabilizar a distribuição física. Assim, o comportamento da economia tanto afeta como é afetado pelo setor transportador.

No Brasil, segundo dados ratificados pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte – DNIT, cerca de 80,3% (1.359.043,3 km) consiste em estradas não pavimentadas no país e apenas 12,1% (203.943,3 km) constitui da malha rodoviária pavimentada. No quesito de rodovias que estão em estados de planejamento, estas correspondem a 7,6% (128.815,4 km). Os dados constam que da rede não pavimentada cerca de 10,8% está sob jurisdição federal, 43,7% sob jurisdição estadual e 92,2% sob jurisdição municipal (DNIT, 2018).

As estradas de terra resultam da evolução de trilhas e caminhos de caráter precário, geralmente remanescentes de épocas desbravadoras das primeiras aglomerações populacionais de cada região, as quais foram construídas com técnicas relativamente modestas. Os traçados dessas vias procuravam evitar obras de maior complexidade, envolvendo reduzida movimentação de solo. Dessa maneira, tais traçados foram implantados com aspecto sinuoso, aproveitando ao máximo a localização dos divisores de água e das curvas de nível. Baseando-se nesses critérios de facilidade, somado a

períodos de chuva intensa, ocorrem o desenvolvimento de processos erosivos, tanto na pista quanto nas áreas adjacentes ao traçado das vias (BRASIL, 2005).

A partir das décadas de 1960 e 1970, as estradas passaram a ser solicitadas/exigidas progressivamente em decorrência de fluxo mais intenso (maior número de veículos) e pelo aumento do “peso” desses veículos. Neste mesmo período houve, ainda, mudanças nas tecnologias de conservação das estradas de terra. O antigo sistema que utilizava os “conserveiros”,¹ o qual tinha o propósito de corrigir pequenos defeitos em um trecho determinado (aproximadamente 5 a 10 quilômetros para cada “conserveiro”) e que impedia a evolução de problemas por saná-los logo em estágio inicial, foi de forma gradual, sendo substituído pelo uso desatinado do equipamento motoniveladora,² a “patrolagem” ou “patrol” (SANTOS, [199-?]).

Segundo Santos ([199-?]), as aparentes condições de tráfego que se observam após a passagem da motoniveladora ofuscam o problema que se seguirá com as primeiras chuvas. A patrolagem remove a camada superficial originalmente compactada pelo tráfego até atingir o nível dos fundos dos buracos, deixando a pista lisa, mas em um nível mais profundo, onde os materiais têm uma qualidade geotécnica pior, que no geral não estão devidamente compactados e são mais suscetíveis à erosão. Pelo uso dessa técnica de “patrolagem” a estrada vai se encaixando no leito, com taludes laterais que impedem a drenagem pluvial para os terrenos adjacentes.

Hanashiro (2011) expõe que trechos de estradas ruins causam danos aos veículos e, às vezes, até impossibilitam o tráfego, forçando rotas mais longas e, em consequência, maior tempo gasto em transporte, menor o tempo de prateleira e, perdas de qualidade dos produtos em decorrência da vibração ocasionada pelas irregularidades das pistas. Dias Júnior e Palaro (2014) relatam que, em muitos casos, as intervenções são feitas com o objetivo de sanar apenas provisoriamente os problemas, não sendo utilizadas técnicas adequadas, tampouco análise apropriada da via. Nestes casos, pouco tempo depois desses reparos, a mesma retorna à situação anterior às intervenções, necessitando de novas obras.

Quaresma (2016) argumenta que os problemas nas vias não pavimentadas afetam especialmente a parte da população que depende dessas estradas como uma única ligação para zonas urbanas, onde possuem serviços de educação e saúde para os mesmos. E tratando-se também em questão de ordem ambiental, a ausência de manutenção das vias pode acelerar processos deletérios, por exemplo, erosões.

Dada a expressividade das estradas não pavimentadas em relação aos aspectos sociais e econômicos, nesta pesquisa objetivou-se identificar as manifestações patológicas no trecho estudado com intuito de reforçar a necessidade de técnicas adequadas de conservação e manutenção aplicadas nas estradas não pavimentadas, partindo do estudo de caso da MT-336.

2 | MATERIAL E MÉTODOS

A pesquisa foi desenvolvida no ano de 2014, no Estado de Mato Grosso, onde foi analisada a rodovia estadual MT-336. Inicialmente, foi realizado levantamento bibliográfico quanto à temática. Posteriormente, efetuaram-se investigações *in loco* na rodovia MT-336, visando identificar as principais problemáticas existentes na rodovia, considerando manifestações patológicas e problemas de drenagem.

2.1 Objeto de estudo

A Rodovia MT-336 possui aproximadamente 120 quilômetros, estando localizada no município de Barra do Garças-MT (Figura 1). Essa Rodovia faz a ligação entre a MT-110 e a BR-158. A BR-158 é um dos principais corredores de escoamento de produção do Mato Grosso e, especificadamente, é o único tronco de transporte dentro da Mesorregião Nordeste de Mato Grosso. O estudo se deu nos primeiros 50 quilômetros da rodovia.



Figura 1: Localização da Rodovia MT-336 no Estado de Mato Grosso

Fonte: Elaborado pelos autores através do *software* Google Earth e arquivos livres KML/KMZ.

2.2 Procedimento em campo

As visitas na MT-336 ocorreram nos dias 09/11/2014 e 28/12/2014. A primeira para análises preliminares do trecho escolhido. A segunda, para reafirmar as verificações nos pontos mais problemáticos da pesquisa de campo.

De maneira geral, os procedimentos de campo se deram da seguinte forma: tráfego lento pela estrada, com paradas sistemáticas para melhor observação com registros fotográficos. A cada problema técnico, foi dada uma respectiva letra de identificação. Entretanto, em basicamente todo o percurso da visita, havia ausência de canaletas laterais de drenagem e, desta forma, receberam a simbologia “N/P”.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Manifestações patológicas e inconformidades na MT-336

Apesar de o trecho percorrido ser aproximadamente metade da extensão total da rodovia, o desenvolvimento do percurso foi demorado e trabalhoso devido às péssimas características técnicas da pista de rolamento. Em praticamente toda a extensão, a rodovia MT-336 é envolvida por propriedades com atividades agropecuárias.

A Figura 2 é um resumo do registro fotográfico produzido durante as investigações. Permite visualizar os principais problemas evidenciados, de tal forma que, a partir da constatação, apresentou-se uma análise pertinente ao caso.



Figura 2: Manifestações patológicas e inadequações na MT-336

Fonte: Elaborado pelos autores.

Nos pontos “A” foram identificadas sangras (dispositivos de saída para a água que escoam pelas canaletas) com assoreamento e dominação vegetal em suas respectivas saídas. Esse fenômeno causa entupimento do sistema de drenagem, fazendo com

que a água empoça na pista de rolamento e, assim, gera atoleiros e buracos (Figura 2-A).

Nos pontos “B”, observou-se início de atoleiro ocasionado pela obstrução da saída da sangra, pelo abaulamento inadequado na pista de rolamento e pela inexistência de canaletas laterais. A presença de água empoçada diminui drasticamente a resistência do solo, e assim, com o tráfego, o local torna-se cada vez mais problemático (Figura 2-B).

Segundo a publicação *Environmentally Sensitive Road Maintenance Practices for Dirt and Gravel Roads*, as principais causas de problemas nas sangras (*ditch outlets*) encontram-se no abaulamento inadequado e grande acúmulo de água nas valetas (insuficiência de saídas), as quais geram erosões, sedimentação e desconexão do sistema de saída, agravando ainda mais o sistema de drenagem (UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE, 2012).

Nos pontos “C”, ocorreram a formação de uma potencial ravina, transversal ao traçado, devido à falta de proteção do talude (área inclinada adjacente ao traçado) da estrada. O volume da água captada escoava neste local desencadeando processos erosivos ou evoluem à voçorocas (Figura 2-C).

Nos pontos “D” – em aproximadamente dois quilômetros da rodovia MT-336 –, observava-se um local de formação de poeira excessiva, que prejudicava a visibilidade no tráfego mesmo com solo úmido. Tal fenômeno ocorre pela granulometria inadequada do local, dada pela concentração exagerada de partículas do solo de textura fina (Figura 2-D).

Nos pontos “E”, foram identificados rastros do movimento da água transversalmente ao traçado da pista, carreando a parcela do solo mais fina e deixando exposta a superfície irregular na pista de rolamento. Tal fenômeno ocorre devido ao abaulamento incorreto da pista e gera diminuição da capacidade de suporte (Figura 2-E).

Estradas de terra podem ficar “encaixadas” (*become entrenched, or lower than the surrounding terrain on either side*) no terreno circundante devido ao tráfego, manutenção e erosão ao longo do tempo. Tais estradas recolhem o acúmulo de água escoado pela área circundante, prendendo o fluxo na estrada, podendo gerar uma série de problemas de drenagem. Uma solução viável nestes casos é a elevação do leito até ser possível a drenagem natural aos terrenos adjacentes (UNITED STATES, 2012).

Nos pontos “F”, foram constatadas pequenas ondulações transversais na superfície (corrugações ou ‘costelas-de-vaca’). Houve violentas trepidações ao trafegar neste trecho de rodovia (Figura 2-F).

Popularmente conhecidas como “costelas-de-vaca” (*washboarding*) e, tendo como termo técnico, corrugações (*corrugations*), são um problema que gera muito desconforto ao condutor e, quando se encontra de forma severa, pode levar o motorista à perda de controle do veículo. São geradas, principalmente, por hábitos de tráfego (aceleração e frenagem bruscas), falta de umidade, qualidade ruim do tratamento

utilizado na superfície e a falta de abaulamento adequado (UNITED STATES, 2015).

No ponto “G” – curto trecho da rodovia MT-336 – foi identificada a presença de rocha aflorante. A utilização indiscriminada da patrolagem e a ação de processos erosivos podem expor o leito rochoso. Na ocorrência desse problema, a pista se torna irregular, prejudicando ou até inviabilizando o tráfego na estrada (Figura 2-G).

No ponto “H” constatou-se presença exagerada de cascalho sobre a pista de rolamento em local inclinado, afetando as condições de rolamento da pista, tornando o local perigoso para os usuários da rodovia. Com frenagens ou acelerações foi possível detectar a derrapagem dos pneus e risco aos condutores e passageiros. Acidentes relacionando imprudência e presença excessiva de cascalho são noticiados com frequência nos meios de comunicação (Figura 2-H).

No ponto “I”, houve a consolidação de superfície de característica geotécnica argilosa que, em contato com água, torna-se um local de pista molhada derrapante, visto que não foi identificado material granular para gerar aderência aos pneus (Figura 2-I).

Nos pontos “J” foi possível identificar buracos de extensões variadas. Os buracos acumulam água em períodos chuvosos, e se não corrigidos, tornam-se cada vez maiores com as solicitações do tráfego. Destes buracos, podem-se originar grandes áreas de acumulação de água formando atoleiros (Figura 2-J).

Buracos quase sempre resultam em locais da estrada com solos mal drenados e/ou pelo abaulamento inadequado. É necessário reconstruir o leito da estrada com materiais adequados, reconformar os buracos e refazer o sistema de drenagem (MAINE, 2010).

No ponto “K” foi identificada uma voçoroca. A profundidade da fenda atinge o lençol freático, com afloramento de pequeno fluxo de água. Tal problema necessita de acompanhamento intenso para a desaceleração da evolução do processo. É um grave problema que necessita de atenção constante (Figura 2-K).

No ponto “L”, foi identificado que o fluxo de água da chuva percorre exatamente sobre o eixo longitudinal com maior concentração no centro na pista. Nota-se a lavagem da pista de rolamento, segregando o cascalho, o qual poderá causar derrapagens (Figura 2-L).

No ponto “M” constatou-se a falta de fuga adequada oferecida à água pluvial através de dispositivos de drenagem. A força do fluxo criou “caminhos naturais” para o escoamento, formando sulcos, ravinas. Esse tipo de fenômeno gera a degradação do meio ambiente próximo ao traçado da pista e pode evoluir para a pista de rolamento (Figura 2-M).

No ponto “N” foi identificado sulco profundo de grande extensão, formado paralelamente ao traçado da via. Nota-se a força que a água possui no início do sulco, a qual carrega diversos materiais como galhos e pedras. Caso não haja recuperação do local, há grande potencial para formação de ravinas e voçorocas (Figura 2-N).

No ponto “O”, houve o afloramento do lençol freático na superfície de rolamento

da rodovia. Esse fenômeno acontece pela patrolagem sistemática, a qual rebaixa o leito e expõe o solo mais profundo. Caso não haja recuperação, possivelmente o local se tornará problemático, com formação de atoleiros, ravinas/voçorocas (Figura 2-O).

Ainda, em praticamente em todo o trecho percorrido, não foi detectada a presença de canaletas laterais, sendo que o único ponto onde existia tal dispositivo de drenagem, não apresentava mais de 20 metros de extensão. Juntamente a esse problema de drenagem e, também de forma generalizada, foi identificado o abaulamento transversal totalmente inadequado. Sem o abaulamento transversal, a água empoçará e/ou percorrerá longitudinalmente sobre a pista de rolamento, ocasionando diversas manifestações patológicas.

Um sistema de drenagem eficiente é essencial. Na ausência deste, por melhor que seja o estado técnico da via, o futuro da estrada tenderá ao colapso (SANTOS *et al.*, 1988).

O processo de drenagem nas canaletas laterais é imperativo para manter a durabilidade de projeto, é a característica mais importante e comum. Todo esforço deve ser feito para manter pelo menos uma canaleta mínima. Se a canaleta lateral ficar obstruída por solo ou restos erodidos, deve ser feita a reconformação e limpeza (UNITED STATES, 2015).

3.2 Manutenção na MT-336

É possível afirmar, a partir das investigações na MT-336, que a técnica da “patrolagem” com o cascalhamento, quando utilizada com a compactação inadequada e com muita frequência, mostra-se extremamente ineficiente para a efetiva conservação das estradas de terra. No caso do trecho estudado, fica evidenciada carência no preparo dos profissionais e das entidades responsáveis pela sua manutenção.

A patrolagem indiscriminada não é recomendada por rebaixar o leito da estrada, dificultando a drenagem e eliminando as camadas de tratamento, deixando os solos profundos expostos, os quais possuem menor resistência. Também, o cascalhamento não é eficiente se aplicado de forma incorreta: o material granular solto na pista pode prejudicar a aderência dos pneus dos automóveis e, assim, ocasionar acidentes.

Com exceção de alguns poucos municípios brasileiros, a administração da manutenção das rodovias vicinais está a cargo de encarregados que se valem da experiência adquirida ao longo dos anos para a seleção dos procedimentos e materiais a utilizar. Não há, em geral, critérios objetivos definidos por escrito, na maior parte das vezes as decisões e intervenções cabem aos encarregados ou aos chefes de turmas de conservação (SÃO PAULO, 2012).

As práticas de manutenção das estradas vicinais se encontram em muitas variações, mas o que se constata é que, para as estradas não pavimentadas, predomina a atividade de reconformação das pistas utilizando a “patrolagem”. Devese tomar cuidado nessas operações, pois a patrolagem sistemática gera o “encaixe” do greide (eixo longitudinal do perfil da estrada) da pista. Uma prática comum para resolver

tal problema é promover a elevação, executando empréstimos de terra advindos das laterais. Tais empréstimos além de fornecerem material para “elevar a pista” podem ser utilizados para a recomposição dos dispositivos de drenagem nas laterais da pista de rolamento (SÃO PAULO, 2012).

Em relação às deficiências pontuais, como buracos, “costelas-de-vaca”, excesso de poeira, rocha aflorante, voçoroca etc., considerou-se dispensável discriminar e analisar os procedimentos passo a passo de reparação, pois, tomando a existência e disponibilidade das publicações “Estradas vicinais de Terra – Manual Técnico para Conservação e Recuperação”, do Instituto de Pesquisas Tecnológicas e “Manual de Perenização das Estradas Rurais”, do DERSA, estes últimos já os fazem com clareza e objetividade.

A conservação consiste na manutenção da infraestrutura implantada com o intuito de obter uma maior longevidade da estrada e a segurança e o conforto dos usuários. Tal prática deve ser periódica e constante, devendo incluir inspeção visual com relação às condições de escoamento superficial, para garantir que os controles estejam funcionando corretamente. É importante que as situações identificadas pelo diagnóstico como potencialmente deflagradoras de danos à estrada e aos locais próximos recebam manutenção e sejam corrigidas para prevenir e/ou minimizar a ocorrência de impactos significativos (SÃO PAULO, 2012).

Somando-se as técnicas de reparações pontuais e imediatas é imprescindível que haja a recuperação de todo o sistema de drenagem, isto é, do abaulamento transversal da pista de rolamento, das canaletas laterais localizadas longitudinalmente ao traçado, das sangras - as quais devem ser encontradas em número satisfatório por todo o traçado - e, até aplicação de proteção vegetal, com sua devida manutenção, em locais com propensão à erosão. A falta de um destes dispositivos pode comprometer toda a cadeia de drenagem.

Deficiências técnicas podem se desenvolver rapidamente quando uma estrada de terra não tem uma superfície de drenagem adequada (abaulamento transversal). Um abaulamento adequado garante que água escorra para fora do leito da estrada durante uma chuva. Na falta deste, a água ficará empocada sobre a superfície da estrada, provocando “amolecimento” do material da pista de rolamento. Por outro lado, um abaulamento exagerado na estrada pode levar a uma condição insegura. O motorista pode ter dificuldade em permanecer na sua faixa da pista, pela sensação de perda de controle do veículo, assim, afastando-se da sua faixa de rodagem no sentido ao centro da pista (UNITED STATES, 2015).

Para que este sistema de drenagem funcione e sobreviva, é preciso que haja, obrigatoriamente, hábitos rotineiros de prevenção, isto é, limpeza, desobstrução, reparação de todos dispositivos de drenagem e não somente a utilização da patrolagem como medida paliativa imediatista, a qual não resolve as causas dos problemas e, se usada de forma negligente, poderá piorar a situação. É importante ressaltar que a falta de eficiência em algum dispositivo de drenagem pode acarretar sobrecarga

nos próximos dispositivos ou até formar locais de deságue impróprios (Figura 2-M), gerando um efeito acumulativo de danos, tanto à natureza quanto à própria pista de rolamento.

4 | CONCLUSÃO

Com as análises feitas durante o percurso foi possível constatar que a rodovia MT-336 está em situação técnica alarmante. Seu estado retarda os deslocamentos de cargas e pessoas, causa avarias e tem potencial para ocasionar acidentes.

Devido ao problema logístico identificado, refletido pelas diversas manifestações patológicas, problemas de drenagem e geometria inadequada, a população que habita nas proximidades da MT-336, que a utilizam para lazer, educação, saúde, serviços em geral, é evidentemente prejudicada, bem como os produtores agropecuários, sejam eles pequenos, médios ou grandes. A utilização da patrolagem sistemática, inadequadas execuções e a falta de obras de prevenção tornaram o sistema de drenagem totalmente ineficiente, o qual, por sua vez, provocou o surgimento e evolução de graves problemas técnicos.

O estudo, além de evidenciar as inconformidades técnicas, demonstra a importância das técnicas de recuperação e manutenção para as estradas de terra, as quais possuem participação socioeconômica notória no Brasil. A rodovia MT-336 pôde, de forma clara, exemplificar um clássico problema brasileiro que se sustenta em crescimento econômico freado pela logística defasada. A perpetuação desse tipo de situação nas estradas de terra cada vez mais prejudicará o desenvolvimento da região e, caso não haja urgência nas obras de reparações, seguindo as diretrizes técnicas adequadas, a recuperação desta rodovia se tornará mais difícil e onerosa.

REFERÊNCIAS

BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte. **Manual de Conservação Rodoviária**. 2. ed. Rio de Janeiro, IPR 710, 2005. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/arquivos_internet/ipr/ipr_new/manuais/Manual%20de%20Conservacao%20Rodoviaria.pdf>. Acesso em: 03 mai. 2016, 16:00:00.

Confederação Nacional de Transporte. **Pesquisa CNT de rodovias 2015**: relatório gerencial. Brasília, CNT: SEST: SENAT, 2015. Disponível em: <<http://pesquisarodovias.cnt.org.br/>>. Acesso em: 02 mai. 2016, 10:30:00.

DIAS JUNIOR, G. D. B.; PALARO, K. L. **Avaliação da necessidade de readequação de estradas rurais**: estudo de caso em trecho de estrada não pavimentada no município de Pato Branco (PR). Conclusão do Curso (Graduação) – Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2014. Disponível em: <http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/3388/1/PB_COECI_2014_1_14.pdf> Acesso em: 03 mai. 2016, 14:20:00.

DNIT. (2018, outubro). **Boletim informativo do Departamento nacional de infraestrutura de transporte**. Edição 08, p.07.

GOOGLE. Google Earth. **Localização da Rodovia MT-336 em Mato Grosso**, 2014. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps/place/MT>>. Acesso em: 10 de dez. 2014, 16:20:00.

HANASHIRO, F. **Importância da Manutenção e Recuperação de Estradas Vicinais**. Blog CO-AID Brasil, 2011. Disponível em: <<http://www.conaidbrasil.com/blog/2011/11/21/apenas-um-teste/>>. Acesso em: 6 mai. 2016, 09:00:00.

MAINE (Estado). Maine Department of Environmental Protection Bureau of Land and Water Quality). **GRAVEL ROAD MAINTENANCE MANUAL: A Guide for Landowners on Camp and Other Gravel Roads**, 2010. Disponível em: <http://www.maineroads.org/Resources/Documents/gravel_road_manual.pdf>. Acesso em: 07 mai. 2016, 8:40:00.

QUARESMA, C. C.; *et al.* Condições da pista de rolamento e do grau de severidade de corrugações em uma estrada de terra: O caso da Estrada Municipal dos Porretes em Francisco Morato - SP – Brasil. **Anais do V SINGEP**. São Paulo, SP. 2016.

SANTOS, Á. R. **Um pouco de luz para os serviços de recuperação e conservação das estradas vicinais de terra**. Endereço eletrônico da Associação dos Geólogos de Pernambuco, [199-?]. Disponível em: <<http://www.agp.org.br/wpcontent/uploads/2012/02/ESTRADAS-VICINAIS-DE-TERRA.doc>>. Acesso em: 7 abr. 2015, 10:30:00.

SANTOS, Á. R.; PASTORE, E. L.; JÚNIOR, F. A.; CUNHA, M. C. Instituto de Pesquisa Tecnológica do Estado de São Paulo. **Estradas Vicinais de Terra: Manual Técnico para conservação e recuperação**. 2. ed. Butantã: IPT, 1988.

SÃO PAULO (Estado). Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo. **Manual Básico de Estradas e Rodovias Vicinais**. São Paulo, DER/SP, 2012. 2 v. Disponível em: <ftp://ftp.sp.gov.br/ftpder/manuais/Manual_Basico_de_Estradas_e_Rodovias_Vicinais-Volume_II.pdf>. Acesso em: 03 mai. 2016, 17:00:00.

UNITED STATES. United States Department of Agriculture. **Environmentally Sensitive Road Maintenance Practices for Dirt and Gravel Roads**, 2012. Disponível em: <<http://www.fs.fed.us/eng/pubs/pdf/11771802.pdf>>. Acesso em: 05 mai. 2016, 17:00:00

United States Department of Transportation. **Gravel Roads Construction & Maintenance Guide**, 2015. Disponível em: <<https://www.fhwa.dot.gov/construction/pubs/ots15002.pdf>>. Acesso em: 06 mai. 2016, 08:50:00.

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

Universidade Ceuma, Faculdade de Engenharia
Civil
São Luís-Maranhão

Larysse Lohana Leal Nunes

Universidade Ceuma, Faculdade de Engenharia
Civil
São Luís-Maranhão

Saymo Wendel de Jesus Peixoto Viana

Universidade Ceuma, Faculdade de Engenharia
Civil
São Luís-Maranhão

RESUMO: As propriedades físicas do solo presente na região de duplicação da BR 135 foram analisadas para proporcionar soluções tecnológicas de construção já aplicadas em outras localidades, porém pouco empregadas no Brasil. O CRP Grouting visa sanar problemas, como rigidez e deformação do solo, de forma acelerada, sustentável e eficiente, através da instalação de drenos verticais na parte interna de solo mole com objetivo de acelerar o adensamento. As propriedades do solo foram obtidas e analisadas por meio de ensaios geotécnicos e instrumentação inserida na obra. Após a execução de CPR Grouting, observou-se a eficiente redução da poropressão existente no solo, eliminação de recalques em tempo curto e aumento da resistência nas camadas de

solo geoenrijecido.

PALAVRAS-CHAVE: Poropressão, Tempo-recalque, Tratamento, Consolidação Profunda Radial.

ABSTRACT: The physical properties of the soil present in the duplication region of BR 135 were analyzed to provide technological construction solutions already applied in other localities, but little used in Brazil. CRP Grouting aims to remedy problems, such as stiffness and deformation of the soil, in an accelerated, sustainable and efficient way, through the installation of vertical drains in the inner part of soft soil with the purpose of accelerating the densification. The soil properties were obtained and analyzed by means of geotechnical tests and instrumentation inserted in the work. After the execution of CPR Grouting, it was observed the efficient reduction of soil poropression, elimination of short-time re-settlements and increase of resistance in the layers of geoenjected soil.

KEYWORDS: Porepressure, Time-Settlement, Treatment, Radial Deep Consolidation

1 | INTRODUÇÃO

A obra de duplicação do Lote 01 da BR-135, que representa o segmento entre a ponte do Estreito dos Mosquitos na saída da cidade de São Luís-MA e o município de Bacabeira-

MA, a qual equivale a uma extensão de 25 km, sendo que 18 km desta extensão se desenvolveram sobre uma região de solo com uma elevada compressibilidade e baixa resistência do solo. (ENGEGRAUT, 2013). De acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2001) as configurações geotécnicas de resultados baseados em ensaios de investigações do solo local, constatou-se SPT menor que dois e a resistência não drenada do solo igual a 25 kPa. Estes resultados indicam que o solo é de baixa resistência, sendo classificado como argila muito mole de cor escura e saturada, com espessuras que entre oito a 25 m.

A solução adotada pelo DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes) foi a técnica CPR, entre as estacas 1968 + 0,00 e 1995 + 10,0 que representam uma área de 17.600 m², adjacente a ferrovia existente de uma mineradora.

O trabalho aborda a importância da aplicação de CPR grouting em solos moles na região do Campo de Perizes, na duplicação da BR-135, entre o km 39,36 e 39,90 com objetivo de analisar o melhoramento geotécnico do solo, tempo de estabilização dos recalques e rigidez do solo por meio da ponderação dos resultados obtidos em experimentos realizados no local e em laboratório, ao longo de toda a execução do método.

2 | TRATAMENTO DE SOLOS MOLES

A técnica empregada para o melhoramento do solo é obtida porque as particularidades geomecânicas do material da base são inadequados para o desempenho de esqueletos que requererão o solo, além da sua aptidão de apoio. As dificuldades que podem ocorrer pela ausência de técnicas para o tratamento de solos moles são recalques mais elevados do que os pós-construtivos aceitáveis (condição máxima a ser empregado) ou, em ocorrência extremada, extrusões (estado limite último).

Segundo (Schaefer et al, 2012) os métodos utilizados no melhoramento de solos têm na maioria das vezes, mais de um dos objetivos principais a seguir: acrescentar a resistência ao cisalhamento, acrescentar a aptidão do carregamento, acrescentar a massa volumar, elevar os carregamentos do aterro para conjuntos mais competentes, dominar as alterações, apressar o adensamento, diminuir os carregamentos atribuídos à base, garantir a estabilidade, proibir as penetrações ou recheiar vazios e somar a resistência à liquefação

2.1 Solo Mole

Trata-se de solo sedimentar do tipo aluviais, com resistência baixa ao cisalhamento, saturado (N.A. elevado), parcialmente homogênea em toda a espessura do depósito. São solos muito compressíveis (alta deformabilidade).

A NBR 7250 (ABNT, 1982) refere-se ao solo mole como à consistência de solo predominantemente argiloso-siltoso e com o valor do N_{SPT} variando de 3 a 5. Os

solos ditos “muito mole” (N_{SPT} entre 0 e 2) oferecem todos os atributos destacados anteriormente, porém em condições de desempenho inadequado. Também a estes solos é comum referir-se de uma forma generalizada como “solo mole”.

A Figura 1 mostra o perfil geológico/geotécnico natural com características do subsolo de fundação composto por camadas de solo mole como argilas moles intercaladas de areia.

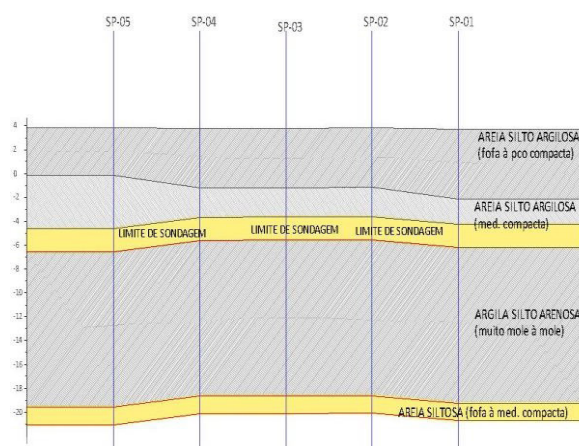


Figura 1 - Perfil do subsolo do local

2.2 Consolidação Profunda Radial (CPR)

O enrijecimento do solo mole, essencialmente, inicia a partir da diminuição do excesso de poropressão engajado pela introdução da argamassa *grouting* no solo compressível. A dissipação é acelerada por meio da cravação de drenos verticais com alma de PVC com ranhuras e geotêxtis em volta. Em seguida, é introduzido um geograut composto por areia, silte, cimento e alguns aditivos não ultrapassando *slump* de 5 cm. Com auxílio, de um caminhão betoneira e bomba de concreto modificada são formados os bulbos de compressão, de baixo para cima, na qual são liberados 50 litros de argamassa no solo por vez, com volume e pressão controlados. Invés de fraturar o solo, o *grouting* forma bulbos por abertura de cavidades, produzindo ondas de compressão e fazendo com que o solo seja comprimido com a própria carga do solo.

A Figura 2 apresenta o projeto de CPR *grouting* utilizada na obra da duplicação da BR- 135 no Campo de Perizes para o tratamento da argila extremamente mole. Nesta área as camadas de argilas têm aproximadamente 10,0 m de espessura, que é parte integrante da rodovia BR-135. A malha de CPR *grouting* aplicada foi a de verticais de adensamento e enrijecimento do solo em uma malha quadrangular, executadas a cada 3,0 m e uma de geodrenos quadrada, com 1,5 m de espaçamento.

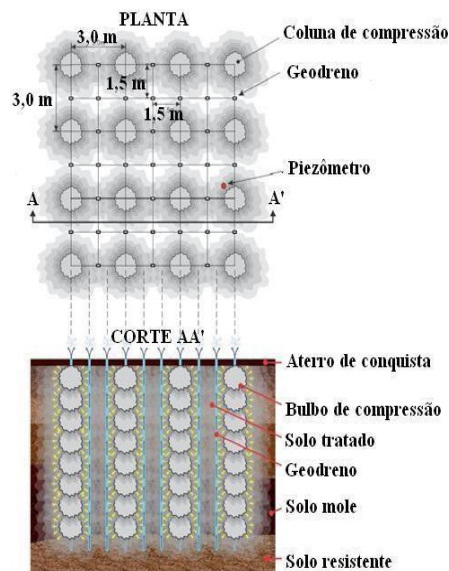


Figura 2 - Configuração de CPR em malha triangular

Após execução dos bulbos de compressão ocorre confinamento do solo presente entre as verticais de compressão, devidos às tensões impostas, ou seja, o solo estará comprimido, adensado e confinado mostrado da Figura 3. O conceito de célula unitária usual em projetos de solos moles (Almeida e Marques, 2010), onde a rigidez é evidenciada pelo módulo de elasticidade do meio compósito semi-rígido.

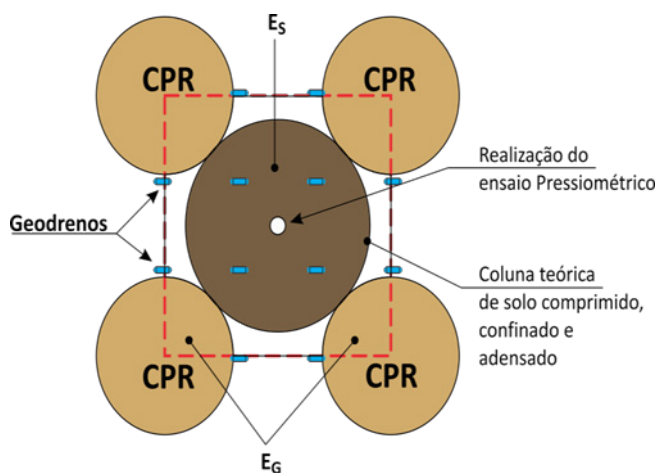


Figura 3 - Célula unitária CPR

As Figuras 4 a 6 apresentam o prosseguimento da execução do CPR e os bulbos de compressão de forma detalhada.



Figura 4 - Cravação dos geodrenos

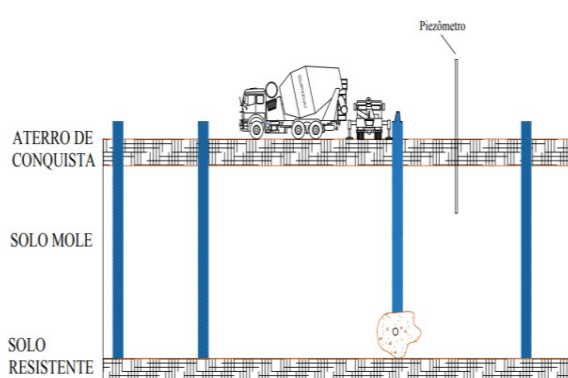


Figura 5 - Inserção da argamassa grouting no interior do solo.

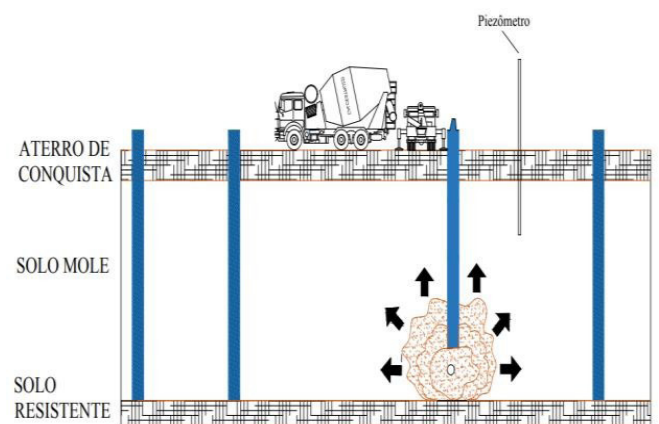


Figura 6 - Formação dos bulbos de compressão

3 | ESTUDO DE CASO

O estudo de caso está localizado no município de Bacabeira, no Estado do Maranhão, na margem esquerda da BR-135, sentido ao município de São Luís, capital do estado. A formação do solo nesta área é de origem fluvial, predomina nas margens sedimentos de meandros influenciados pela dinâmica de um braço do mar que faz a ligação da Bahia de São José de Ribamar com a Bahia de São Luís, dos rios Mearim e Estreito dos Mosquitos.

Antes da metodologia de CPR, o terreno apresentava as seguintes configurações de acordo com (MACEDO E RODRIGUES, 2014):

- Profundidade de 4 a 0 m: de solo muito mole;
- Profundidade de 0 a -11 m: argila mole;
- Profundidade maior que -11m: solo resistente.

Estudos realizados por equipe da construtora em maio/2013, fundamentados em resultados CPT-U, descrevem que o recalque médio considerado, sem tratamento, encontra-se a 1,16m. A Figura 7 apresentam os resultados dos ensaios de campo

realizados.

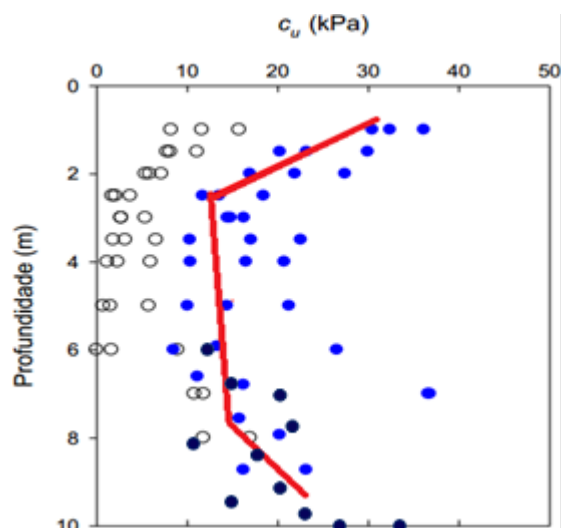


Figura 7 - Resultados de ensaios Vane Test: S_u e S_{ur} , pré- tratamento. S_u =resistência não drenada.

O procedimento metodológico de melhoria de solos com baixa resistência com utilização da técnica CPR Grouting foi realizado em meio drenante previamente colocado com uma malha quadrada com espaçamento de 1,5x1,5 m, acompanhado de bulbos de massa geogROUT subdividido a um intervalo de 3x3 m, até quer completem profundidade em torno de 10 m, enrijecendo todo o solo mole presente. Após o tratamento com CPR Grouting foi lançado 1,95 m de aterro, que foi verificado por placas de recalque (PR), piezômetro (PZ), aranha magnética (AM) e pressiômetro (PMT). A parte monitorada foi a do aterro de teste 1994+0,00, onde foram situados cinco PRs, um PZ, sete AMs e dois ensaios PMT, onde foi analisando o solo antes e depois da técnica de tratamento do solo.

4 | MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 Placas de recalque (PR)

São sistema simples cujo o objetivo é medir deslocamentos em solos. O aterro introduzido após o método obteve uma altura de aproximadamente 1,95m.

4.2 Piezômetro (PZ)

São dispositivos destinado a medir a pressão de fluidos e fornecer a carga de pressão no local da instalação.

4.3 Aranha magnética (AM)

A aranha magnética é um dispositivo eletromagnético, com o objetivo de predizer os recalques em um período de tempo, além de determinar coeficiente de adensamento. Esse aparelho, apresenta garras parecidas com uma aranha, é introduzida no meio

de um tubo.

4.4 Pressiômetro

O objetivo do equipamento denominado pressiômetro, é determinar deformações no solo quando aplicado uma determinada pressão, podendo medir pressões e volumes. Com os dados obtidos do ensaio, constatou a pressão limite e o módulo pressiômetro.

Baseado em (Macedo e Rodrigues, 2014) a pressão limite pode ser representada pela equação 1:

$$P_L = P_L^* + \sigma_{OH}$$

onde

P_L → Pressão limite

P_L^* → Diferença entre a pressão limite e a tensão em repouso

σ_{OH} → Tensão horizontal do solo em repouso

O módulo cisalhante é obtido na etapa de recarga, a partir do gráfico de pressão vs volume, de acordo com a equação 2:

$$G = V_0 \left(\frac{\Delta p}{\Delta v} \right)$$

onde

V_0 → Volume inicial

Δp → Variação de pressão

Δv → Variação de volume

5 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Interpretação dos resultados de recalque

As placas de recalque e as aranhas magnéticas foram instaladas na fase inicial da construção dos aterros testes.

Na Figura 8, pode-se observar as conclusões das placas de recalques em forma de gráfico ao longo do tempo.

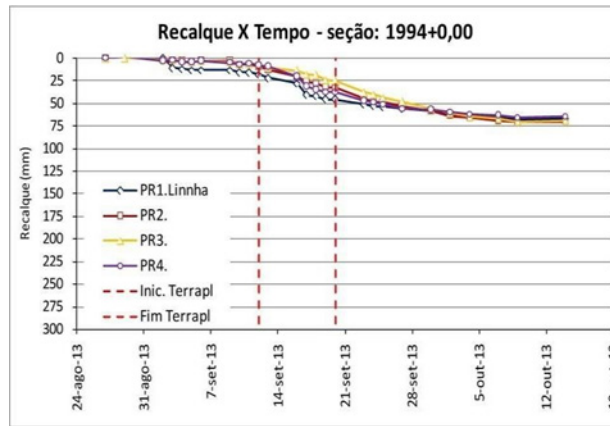


Figura 8 - Monitoramento dos recalques através das placas de recalques.

A Tabela 1 apresenta um resumo do monitoramento, ficando evidente que os recalques no aterro da Est. 1994, com instalação de geogrelha, foram mais uniformes.

Resultados de recalques					
E1994			E1987		
(COM geogrelha)			(SEM geogrelha)		
AM	PR	Tempo para estabilizar recalque	AM	PR	Tempo para estabilizar recalque
38 mm	79 mm	Aprox. 30 dias	33 mm	75 a 85 mm	Aprox. 45 dias

Tabela 1 - Resultados de recalques.

Os dados obtidos com piezômetros exibidos na Figura 9, mostram que os excessos de poropressões gerado no decorrer do desenvolvimento dos bulbos de compressão do solo foram inteiramente dissipados pelos geodrenos.

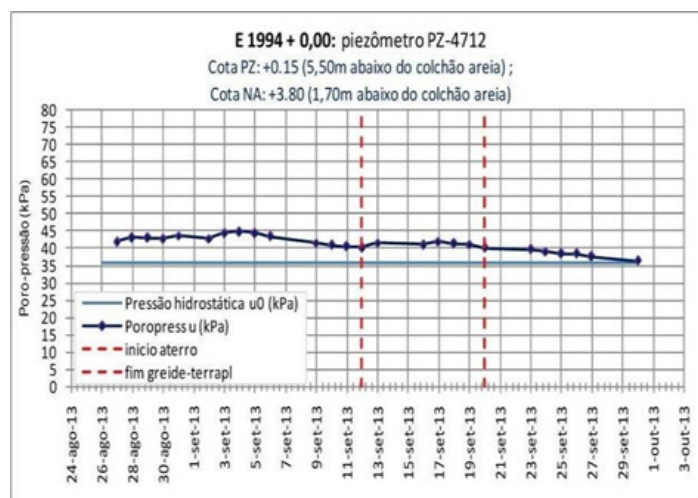


Figura 9 - Resultado do piezômetro PZ 4712.

Os resultados de AMs (Figura 10) foram feitos em profundidades distintas como

mostram que a maior magnitude de recalque, após o tratamento ocorreu nas superfícies superiores, aproximadamente 2,5m sob o campo de interação do solo-tratado. Nesta profundidade, o deslocamento observado foi 35mm.

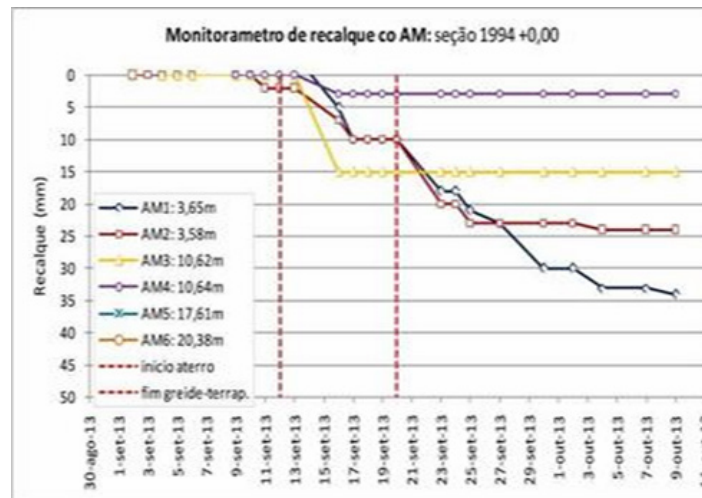


Figura 10 - Velocidade do recalque (mm/dia) ao longo do tratamento.

5.2 Interpretação dos resultados relativos ao ganho de rigidez

O valor absoluto do módulo equivalente (E_{eq}), estabelece uma relação entre os valores absoluto do solo geoenrijerido (E_s), e das verticais de GeogROUT (E_g). Esta afinidade é representada por uma média ponderada entre as áreas de solo tratado e de verticais de GeogROUT. Os ensaios pressiométricos indicaram que houve ganho de resistência (Tabela 2), onde antes do tratamento o Módulo de Elasticidade estava em 2.500 kPa sendo classificado como solo mole quanto a sua consistência.

Data	Ensaio	Profund. (m)	Condição	Classificação do solo (Briaud, 1992)	Ganho de rigidez (%)	Estaca
30/ago/13	PMT-01A	4,0	Pré-CPR	Argila mole	0%	1971 +0,00
		7,0		Argila mole	0%	
17/set/13	PMT-01B	4,0	Pós CPR	Argila média	374%	1994+0,00
		7,0		Argila rija	876%	
18/set/13	PMT-02B	4,0	Pós CPR	Argila média	426%	1997+0,00
		7,0		Argila rija	742%	
10/set/13	PMT-gr	1,0	Massa	Argila dura	23737%	***
		1,0	GeogROUT	Ensaio descartado: a sonda furou!		

Tabela 2 - Resultados dos ensaios obtidos na obra.

Como o módulo pressiométrico do solo tratado ou solo compósito aumentou para $E_{eq}=26.572$ kPa, o solo adquiriu rigidez equivalente a uma argila rija. Conforme realização do tratamento do CPR, os dados apresentados mostram a eficiência no tratamento com um aumento significativo no módulo de elasticidade, proporcionado uma maior resistência para o solo e conseqüentemente a diminuição dos recalques. Este define a relação volume-pressão do solo com a profundidade. Determinados antes e após aplicação do método são apresentados por meio da Figura 11.

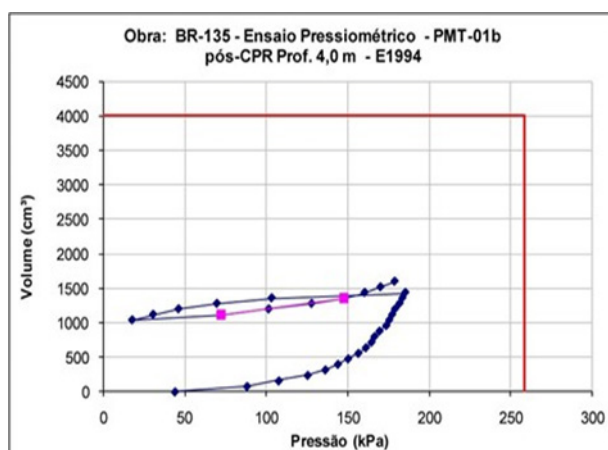


Figura 11 - Resultados de ensaio PMT.

5.3 Eficiência do tratamento

Levando em conta que na fase preliminar de projeto, ensaios CPT-U foi realizado e que não ocorresse nenhum tratamento na camada mole, o recalque ocorreria em aproximadamente 1100mm, e relacionando esse valor com o máximo de deformações verificado para o aterro tratado, considerando 85 mm, foi possível calcular a eficiência do tratamento conforme mostra equação 4:

$$ef = \frac{85mm}{1100mm} = 0,0772 = 7,7\%$$

$$\text{Eficiência: } 100\% - 7,7\% = 92,3\%$$

Imediatamente, conclui-se que a eficiência do tratamento foi maior que 90% em relação a previsão relação a previsão de ocorrência de recalques. A Figura 12 mostra que em tempos atuais não foram apresentados sinais de recalques com patologias após a aplicação do CPR *Grouting*.



Figura 12 - Área tratada: BR-135

6 | CONCLUSÃO

Este estudo realizou a análise em dois aterros de teste, sendo a estaca 1994 e 1998, nos quais foram utilizados alguns métodos geotécnicos com intuito de estimar os recalques teórico em um determinado período de tempo. Com base nos resultados obtidos, foi possível entender que o recalque estimado no solo sem tratamento seria 1,16 m baseado em ensaios CPT-U. Entretanto, para o solo com o tratamento, verificou-se que em um período de 30 dias, a diminuição de recalques atingiu cerca de 92,3%. Os recalques em subcamadas, observados com uma aranha magnética, mostraram que os maiores adensamentos ocorreram junto à interface aterro solo tratado. Para até 5 m de profundidade, os resultados foram de 3,5cm.

Averiguou-se que o aumento de poropressão atribuída durante a formação dos bulbos de compressão foram totalmente dissipados pelos geodrenos.

Observou-se também que o solo que apresentava consistência mole, atingiu consistência de um solo rígido, isso correlacionando os dados pressiométricos antes e depois da melhoria do terreno de solo mole.

Finalmente, foi prognosticado que com a aplicação do CPR na região houve a diminuição do recalque e um rápido adensamento.

7 | AUTORIZAÇÕES/RECONHECIMENTO

À empresa Engegraut Engenharia e aos Engenheiro Joaquim Rodrigues e Wallace Alan pela disponibilidades e informações fornecidas que foram fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 6484: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**, Rio de Janeiro, 2001.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 7250: Identificação e**

descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos, Rio de Janeiro, 1982.

Almeida, M.S.S.; MARQUES, M.E.S., **Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho.** Ed. Oficina de Textos, 2014

Engegraut, **Relatório Geotécnico de Monitoramento dos Serviços CPR na obra da duplicação da BR 135 em São Luís/MA,** 2013

Macedo, E.O.; Rodrigues, J., **Análise da eficiência do reforço de solo mole, com a técnica CPR, para duplicações da BR-135 e ferrovia transnordestina, em Campo de Perizes-MA.** In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, 2014. 7 f.

Schaefer, V.R.; Mitchell, J.K.; Ryan, P.E.; Berg, R; Filz, G.M.; Douglas, S.C., **Ground Improvement in the 21st century: a comprehensive webbased information system.** Gecongress, 2012.

ANÁLISE DA QUALIDADE DO AR INTERNO DE UMA TERAPIA INTENSIVA

Sylvia Katherine de Medeiros Moura

Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Natal – Rio Grande do Norte

Antonio Calmon de Araújo Marinho

Empresa Brasileira de Serviços Hospitalares
Natal – Rio Grande do Norte

Wagner Amadeus Galvão de Souza

Companhia Brasileira de Trens Urbanos
Natal – Rio Grande do Norte

Angelo Roncalli Oliveira Guerra

Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Natal – Rio Grande do Norte

RESUMO: As pesquisas sobre a qualidade do ar de interiores (QAI) tornaram-se relevantes na década de 70, após as primeiras reclamações de usuários quanto a qualidade do ar em ambientes fechados, denominado de Síndrome do Edifício Doente (SED), o movimento mundial de conservação e economia de energia, que aconteceu na mesma década, contribuiu de forma significativa para as problemáticas referentes à QAI. Os equipamentos de ar condicionado estão cada vez mais presentes nos ambientes a fim de garantir o conforto térmico, no entanto, o sistema de climatização ao mesmo tempo em que mantém uma temperatura confortável deve manter a qualidade do ar atendendo as condições de segurança. Em um ambiente

hospitalar, a qualidade do ar é mais crítica em consequência do estado de baixa imunidade de alguns pacientes. Diante disso, notou-se a necessidade de avaliar a qualidade do ar interno (QAI) da Unidade de Terapia Intensiva (UTI) de um Hospital de Médio Porte, localizado na cidade de Natal no estado do Rio Grande do Norte, Brasil, através da coleta de parâmetros físicos como (temperatura, umidade relativa e velocidade do ar) e das concentrações de dióxido de carbono. A metodologia adotada para os procedimentos de avaliação foi a recomendada pelas legislações da Agência Nacional de Vigilância Sanitária (ANVISA). Tomando como referência a norma NBR 7256, sugere-se mudanças no projeto de climatização do ambiente do estudo de caso, que encontra-se inadequado, com a finalidade de melhorar a qualidade do ar interno.

PALAVRAS-CHAVE: Entre Qualidade do ar interno, UTI, infecção hospitalar, climatização.

ABSTRACT: Researches about indoor air quality (IAQ) became more relevant in the 70', after the first complaints of users about the indoor air quality, called Sick Building Syndrome (SBS), the world movement of conservation and energy saving, which occurred in the same decade, contributed significantly to the issues of IAQ. Air conditioning equipments are increasingly present in environments in order to

guarantee the thermal comfort, however, these systems while maintaining the thermal comfort must maintain the air quality taking into account the safety conditions. In a hospital, air quality is more critical due to the low immunity status of some patients. Considering this, it was necessary to evaluate the internal air quality (IAQ) of the Intensive Care Unit (ICU) of a Medium-sized Hospital, located in the city of Natal in the state of Rio Grande do Norte, Brazil, through the collection of physical parameters such as (temperature, relative humidity and air blowing speed) and the concentrations of carbon dioxide. The methodology used for this work was the one recommended by the Brazilian Health Regulatory Agency (ANVISA). Taking as reference the standard NBR 7256, it is suggested changes in the air-conditioning Project of the environment, which is inadequate, with the purpose of improving the indoor air quality.

KEYWORDS: Indoor air quality, ICU, hospital infection, air conditioning.

1 | INTRODUÇÃO

As pesquisas sobre a qualidade do ar de interiores (QAI) tornaram-se relevantes na década de 70, após as primeiras reclamações de usuários quanto a qualidade do ar em ambientes internos, denominado de Síndrome do Edifício Doente (SED), o movimento mundial de conservação e economia de energia, que aconteceu na mesma década, contribuiu de forma significativa para as problemáticas referentes à QAI. No Brasil, essas pesquisas se desenvolveram na década de 90. (Brickus e Aquino Neto, 1999).

Segundo a Organização Mundial de Saúde (OMS), a “síndrome do edifício doente” descreve uma condição médica em que os ocupantes de um determinado edifício sofrem de sintoma de doenças ou se sentem mal sem haver motivos para isto.

Poluentes como monóxido de carbono, dióxido de carbono, amônia, óxido de enxofre, óxidos de nitrogênio, nicotina, compostos orgânicos voláteis (COVs), material particulado, estão diretamente relacionados ao deterioramento da qualidade do ar nos ambientes climatizados, comprometendo as atividades ocupacionais do ser humano e causando os sintomas mais comuns de SED como irritação e obstrução nasal, desidratação e irritação da pele, irritação e secura na garganta e nas membranas dos olhos, dor de cabeça, cansaço generalizado levando à perda de concentração. Além desses fatores biológicos, alguns fatores físicos, como umidade relativa, barulho e luz também podem agravar os sintomas de SED. O sistema de ventilação é a segunda maior fonte dessa síndrome (Gioda e Neto, 2003).

Segundo a portaria nº 3.523 do Ministério da Saúde (Brasil, 1998), o conceito de climatização é definido como “O conjunto de processos empregados para se obter por meio de equipamentos em recintos fechados, condições específicas de conforto e boa qualidade do ar, adequados ao bem-estar dos ocupantes”.

O desenvolvimento, forma de dispersão e diluição dos microrganismos no ar estão ligados a fatores físicos como temperatura, umidade, taxa de circulação e renovação

de ar (Quadros et al, 2008). Portanto, Estabelecimentos Assistenciais de Saúde (EAS) necessitam de um sistema de climatização bem projetado e de um cronograma de procedimentos adequado a cada tipo de ambiente obedecendo a norma ABNT NBR 7256. Estas medidas são importantes para que a qualidade do ar no ambiente interno esteja em boas condições, evitando prejudicar a saúde e recuperação dos pacientes, como também dos funcionários.

Diante da importância da QAI, surge a necessidade de conhecer as condições internas da Unidade de Terapia Intensiva (UTI) e avaliar se estão de acordo com os regulamentos e legislação vigentes através da concentração de dióxido de carbono (CO₂), da temperatura e da umidade relativa.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Sobre o hospital

O Hospital fica localizado na cidade de Natal no estado do Rio Grande do Norte, Brasil. É um hospital de médio porte, que atende pacientes de alta complexidade provenientes do Sistema Único de Saúde (SUS) e provê atendimentos cirúrgicos nas áreas de Oncologia, Cardiologia, urologia, oftalmologia, neurologia, cirurgia geral, aparelho digestivo, cabeça e pescoço, medicina diagnóstica por imagem, além de tratamentos clínicos em diversas modalidades.

2.2 Descrição dos ambientes analisados e determinação dos parâmetros físicos e concentração de gás carbônico (CO₂)

O estudo de caso foi realizado em 02 ambientes da unidade de terapia intensiva adulto (UTI - adulto): UTI geral 01 (ambiente com 04 leitos, destinado a pacientes com características clínicas semelhantes) e UTI cardíaca (ambiente com 04 leitos, destinado a pacientes provenientes de cirurgia cardíaca). A coleta dos dados foi realizada em dois dias consecutivos. Ambos ambientes possuem renovadores de ar externo, e o nível de filtragem utilizada é a G4.

O leito geral 01 possui uma área de aproximadamente 51,55 m², climatizado por um sistema dutado de 36000 Btu/h, marca Carrier, com vazão máxima de 1500 m³/h e um split piso-teto Eletrolux de 36000 Btu/h alocado como reserva técnica. O ventilador de ar externo deste ambiente é do tipo “*in line*”, modelo APC-80, com vazão nominal de 84 m³/h, insuflando ar *in natura* diretamente na caixa de retorno do aparelho dutado. Através da Fig. 1 podemos analisar os pontos de coleta dos dados indicados no layout do leito geral 01.

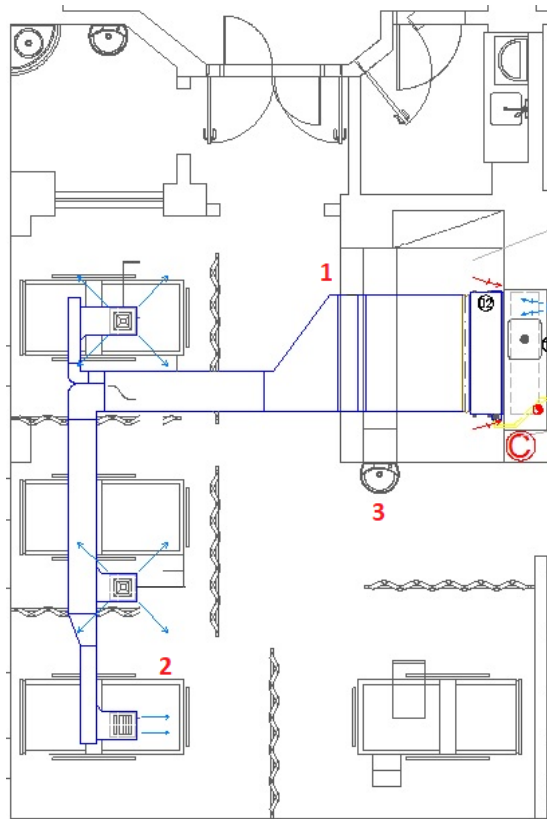


Figura 1. Layout do Leito Geral 01.

O leito pós-operatório de cirurgia cardíaca, possui uma área de aproximadamente 45 m² climatizado por um sistema dutado de 36000 Btu/h, marca Carrier, com vazão máxima de 1500 m³/h e um split piso-teto Eletrolux de 36000 Btu/h alocado como reserva técnica. O ventilador de ar externo deste ambiente é do tipo “*in line*”, modelo Maxx-100, com vazão nominal variando entre 120 e 167 m³/h, insuflando ar filtrado em sentido oposto a onde fica localizado os equipamentos de refrigeração. O layout do leito pós-operatório de cirurgia cardíaca pode ser analisado na Fig. 2.

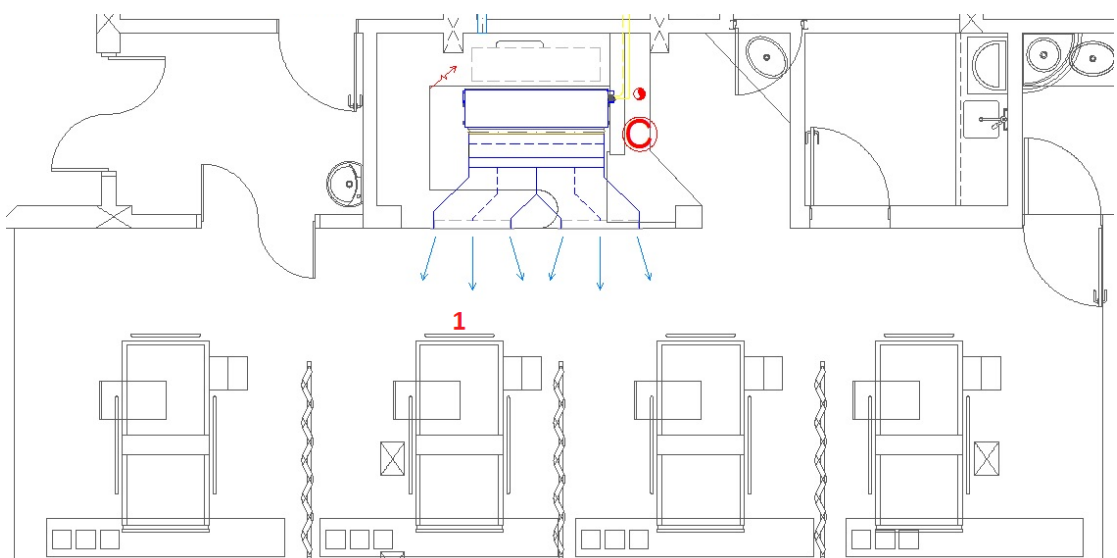


Figura 2. Layout do Leito Pós Operatório de Cirurgia Cardíaca.

A metodologia utilizada para determinação dos parâmetros físicos (temperatura e umidade relativa) da concentração de CO₂ foi a recomendada pela Resolução nº 09, de 16 de janeiro de 2003, da Agência Nacional de Vigilância Sanitária (ANVISA). Foi utilizado um medidor digital portátil modelo AZ-77535, da marca Instrutherm, devidamente calibrado, que verifica o nível de temperatura, umidade e concentração de CO₂ simultaneamente através do raio infravermelho não dispersivo, possibilitando a leitura direta com as seguintes faixas de operação e resolução:

- Concentração de Dióxido de Carbono: (0 a 10.000 ppm ± 2 ppm);
- Umidade Relativa: (0% a 95% UR ± 0,1% UR);
- Temperatura: (-10 °C a 60 °C ± 0,1 °C).

Foram adotadas três localizações para realização das medições dos parâmetros no leito geral. No primeiro dia, o ambiente continha 9 pessoas (03 pacientes e 06 pessoas da equipe médica e de pesquisa) e o termostato estava com set point de 24°C, já no segundo dia o termostato estava com set point de 21°C e havia 7 pessoas (03 pacientes e 04 pessoas da equipe médica e de pesquisa) no local.

Como o leito pós-operatório de cirurgia cardíaca possui uma área bem menor, a medição foi realizada em uma única localização da sala. Em ambos os dias, o termostato estava ajustado em 24°C. Havia no primeiro e no segundo dia, 13 (04 pacientes e 09 pessoas da equipe médica e de pesquisa) e 06 pessoas (03 pacientes e 03 pessoas da equipe médica e pesquisa), respectivamente.

3 | RESULTADO E DISCUSSÃO

3.1 Avaliação da temperatura, umidade relativa e concentração de gás carbônico

Para a avaliação dos parâmetros físicos, foi tomada como referência a norma ABNT NBR-7256:2005 que estipula requisitos necessários para projeto e execução das instalações de tratamento de ar em Estabelecimentos Assistenciais de Saúde (EAS).

Segundo a resolução RE nº 9, da ANVISA (Brasil, 2003), a concentração desse gás no ambiente é definido como indicador das taxas de renovação, e portanto, não deve ultrapassar 1000 ppm para não causar desconforto e mal-estar. Por ser um asfixiante, o CO₂ pode causar algumas irritações no sistema respiratório. Quando em concentrações altas, acima de 30.000 ppm, o CO₂ provoca dores de cabeça, tontura e náuseas. (Jones, 1999).

Para quarto ou área coletiva da Unidade de Terapia Intensiva os valores prescritos, pela norma brasileira, para a temperatura é entre 21 e 24 °C, para a umidade relativa é de 40% a 60% e a filtragem mínima requerida é G3 + F7.

Nos dias em que ocorreram as medições, as condições externas de temperatura, umidade relativa e concentração de CO₂ estão indicadas na Tab. 1 abaixo:

Data	Temperatura (°C)	Umidade relativa (%)	Concentração de CO ₂ (ppm)
16/05	25,7	92,9	591
17/05	25,5	83,3	615

Tabela 1. Condições Externas.

Leito pós-operatório de cirurgia cardíaca. Em ambos os dias, a temperatura apresentou uma conformidade com os valores especificados pela norma, Tab. 2, ao contrário da umidade relativa em que se verificou uma discrepância acentuada devido à baixa capacidade de desumidificação da máquina. Analisando a mesma tabela, evidencia-se que em ambos os dias a diferença de concentração de CO₂ do ambiente externo para o interno em ppm ultrapassou o valor máximo permitido pela resolução da ANVISA, isto indica que a renovação do ar existente no ambiente tem sido ineficiente para o uso, visto que a alta concentração desse gás é um indicador de baixa renovação do ar.

Data	Set Point (°C)	Temperatura (°C)	Umidade relativa (%)	Concentração de CO ₂ (ppm)	Nº de pessoas
16/05	24	23,2	85	2504	13
17/05	24	23,2	93,8	2348	6

Tabela 2. Condições Internas do Leito Pós Operatório de Cirurgia Cardíaca.

Leito geral. Assim como no ambiente anterior, a temperatura variou dentro do intervalo estabelecido pela NBR 7256, Fig. 1, houve uma queda de temperatura no segundo dia devido o set point ter sido ajustado em 3º a menos. A variação de temperatura entre os pontos pode ter ocorrido devido a concentração de pessoas.

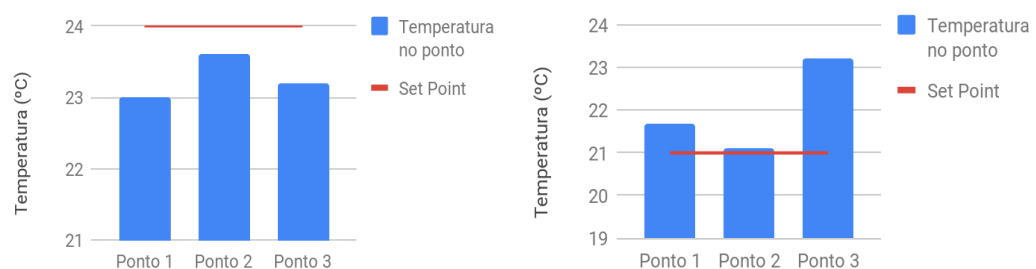


Figura 1. Temperatura do Leito Geral nos Dias 16 e 17, Respectivamente.

No primeiro dia, a porcentagem da umidade relativa apresentou-se crítica, numa faixa de 80% a 90%. Já no segundo dia, essa porcentagem sofreu uma diminuição significativa, no entanto, com valores ainda fora do padrão normativo no ponto 2 (posto de enfermagem), local de maior concentração de pessoas. A diminuição da umidade relativa interna pode ser atribuída ao ajuste realizado no termostato no dia anterior

(21 °C), pois quando ajustado para 23 °C, o ambiente interno trabalhava com uma temperatura próxima a do exterior (25,7 °C), mantendo o compressor do equipamento desligado durante a maior parte do tempo, apesar de manter o constante insuflamento de ar exterior com alta umidade relativa (UR 92,7%).

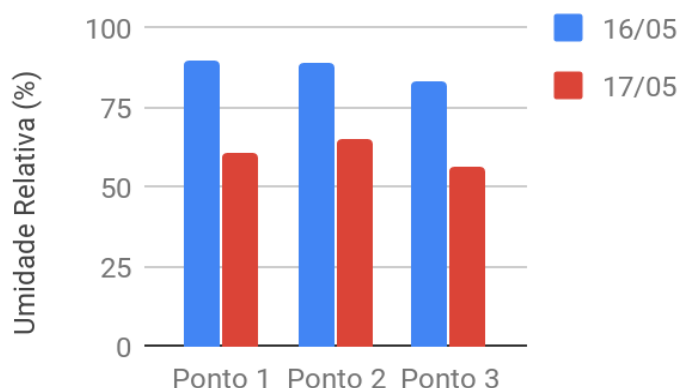


Figura 2. Umidade relativa do leito geral.

Examinando a Fig.3, constata-se que no primeiro dia a concentração de CO₂ variou entre 1233 e 1300 ppm, e no segundo dia apresentou um crescimento de aproximadamente 400 ppm. A diferença de duas pessoas a menos no local no segundo dia, como também o abrir e fechar de portas pode ter influenciado para a diminuição da concentração deste gás. Comparando a concentração de CO₂ do leito com a do ar externo, verificou-se uma concentração acima de 1000 ppm apenas no segundo dia.

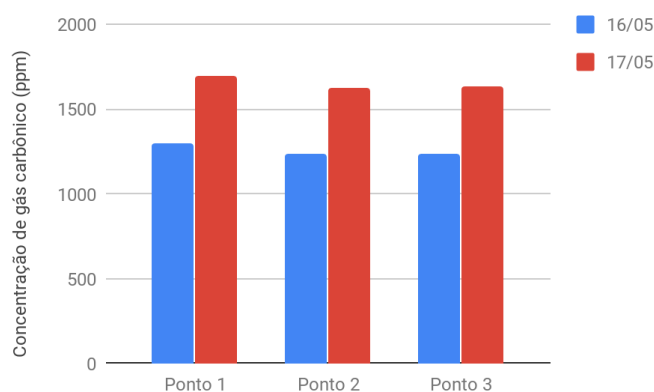


Figura 3. Concentração de CO₂ no Leito Geral.

3.2 Propostas de melhoria no sistema de climatização

Para reduzir a concentração de gás carbônico, deve haver uma vazão mínima efetiva de renovação de ar de 325,5 m³/h para o leito geral 01 e 282,97 m³/h para o leito pós-operatório de cirurgia cardíaca, essa renovação implica num aumento de carga térmica, respectivamente de 11.995,9 BTU/h e 10.428,51 BTU/h. A descarga do insuflamento (de ar externo) da unidade de pós-operatório cardíaco deve ser deslocada

para um ponto próximo da caixa de mistura do equipamento dutado.

A carga térmica obtida para o leito geral 01 e para o leito pós-operatório de cirurgia cardíaca, respectivamente, foi de 41.365 BTU/h e 39.852 BTU/h, analisando os valores de vazão mínima necessária, taxa de desumidificação e carga térmica para os ambientes, sugere-se um equipamento, com vazão média de 1.600m³/h, remoção de umidade maior ou igual a 5,5 L/h e capacidade térmica de 48.000BTU/h, atendendo as necessidades dos ambientes.

Embora resulte em um maior gasto energético, para não haver necessidade de substituição das unidades evaporadoras existente, sugere-se que a unidade piso-teto (36.000 BTU/h), alocada como reserva técnica dos ambientes, seja ligada em paralelo a unidade dutada (36.000 BTU/h) para auxiliar na desumidificação do ambiente. Para atingir a classe de filtragem requerida pela norma, os insufladores de ar externo devem ser dotados de filtros classe G3+F7.

Deve-se realizar um trabalho de conscientização, junto aos usuários (equipe médica / enfermagem), sobre a importância da manutenção do termostato dos ambientes ajustados para o limite mínimo da faixa de conforto térmico (21 °C), pois principalmente em dias chuvosos (como ocorrido durante a coleta dos parâmetros deste trabalho), a temperatura de set point pode ficar muito próxima da temperatura externa, inibindo o acionamento do circuito frigorífico do equipamento, impossibilitando a desumidificação do ambiente.

4 | CONCLUSÃO

Diante das análises realizadas neste estudo de caso, constatou-se que os equipamentos de ar condicionado estão atendendo a carga térmica dos leitos já que a temperatura apresentou-se conforme a NBR 7256. É importante manter o conforto térmico visto que é um fator influenciador na produtividade dos profissionais da área como também auxilia no tratamento e terapia de patologia dos pacientes. (Basto, 2005).

Apesar das condições térmicas terem sido atendidas, verifica-se através dos dados que o sistema de climatização tem sido insuficiente quanto a renovação e desumidificação do ar. As condições causadas pela alta umidade e baixa ventilação são fatores influenciadores para o aumento das amostras de ácaros e desenvolvimento de fungos em superfícies úmidas; além disso, a umidade é um agente prejudicial a pessoas com problemas respiratórios. Vale ressaltar que, além de Natal ser uma cidade com uma umidade relativa alta, o hospital localiza-se próximo a praia causando condições de alta umidade.

Desta forma, é importante controlar estes parâmetros de qualidade do ar interno de forma severa através de um projeto de climatização adequado e com as devidas manutenções preventivas de acordo com as condições de operacionalidade, visto

que a unidade de terapia intensiva atende pessoas com baixa imunidade em fase de recuperação.

AUTORIZAÇÕES / RECONHECIMENTO

Os autores são os únicos responsáveis pelo conteúdo deste trabalho.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7256: Tratamento de ar em estabelecimentos assistenciais de saúde (EAS) – Requisitos para projeto e execução das instalações.** Rio de Janeiro, p. 22. 2005.

BASTO, J.E. **Requisitos para Garantia da Qualidade do Ar em Ambientes Climatizados: Enfoque em Ambientes Hospitalares.** 2005. 110 f. Monografia (Pós Graduação em Engenharia de Segurança do Trabalho) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2005.

BRASIL. Ministério da Saúde. Gabinete do Ministro. Portaria nº 3523, de 28 de agosto de 1998. **Diário Oficial da União**, Brasília, DF, 31 ago. 1998. Seção 1, p. 40.

ANVISA. AGÊNCIA NACIONAL DE VIGILÂNCIA SANITÁRIA. **Resolução RE nº 9**, de 16 de Janeiro de 2003.

BRICKUS, L. S. R. e F. R, AQUINO NETO. A qualidade do ar de interiores e a química. **Química Nova**, Rio de Janeiro, v. 22, n. 1, p. 65-74, abr. 1998.

JONES, A.P. Indoor Air Quality and Health. **Atmospheric Environment**, Inglaterra, v. 33, n. 28, p. 4535-4564. 1999.

QUADROS, M. E. **Qualidade do ar em ambientes internos hospitalares: parâmetros físico-químicos e microbiológicos.** 2008. 135 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal de Santa Catarina,

‘ARTENGENHARIA’: UMA PONTE TRANSDISCIPLINAR PARA O DESENVOLVIMENTO DO POTENCIAL HUMANO E SUAS CONTRIBUIÇÕES PARA A GESTÃO DO CONHECIMENTO

Ana Alice Trubbianelli

Engenharia Civil pela Escola Politécnica da USP –
Campinas – SP

Especialização em Arteterapia – Universidade
São Marcos – Paulínia – SP

Especialização em Psicologia Junguiana – FACIS
& IJEP – São Paulo – SP,

Extensão em Gestão de Pessoas – UNICAMP –
Limeira – SP,

Especialização em Desenvolvimento do Potencial
Humano nas Organizações – PUCCAMP –
Campinas SP;

RESUMO: No instável e incerto cenário contemporâneo, a cada dia novas são as dificuldades e também as oportunidades, exigindo novas soluções e interações entre conhecimentos, demandando novas abordagens e formas de pensamento. Em uma integração transdisciplinar entre Arteterapia e Engenharia, este artigo traz a proposta ‘ArtEngenharia’, que levanta sua estrutura explorando a arte enquanto linguagem simbólica e transformadora, e a engenharia como referencial analógico. A ‘ArtEngenharia’ vem se construindo como proposta de desenvolvimento humano pessoal e organizacional, em contextos diversos como o empresarial, o institucional e o educacional, e revelando também significativo potencial de contribuição com a gestão do

conhecimento. Nesta construção, projetos específicos vem sendo elaborados e aplicados no formato de atendimentos individuais, palestras interativas, workshops e programas contínuos, propondo a Arteterapia como recurso construtivo significativo no desenvolvimento dos projetos da engenharia da mente humana bem como na gestão dos seus conhecimentos.

PALAVRAS-CHAVE: Desenvolvimento, Humano, Transdisciplinar, Arteterapia, Engenharia.

‘ARTENGENHARIA’: A TRANSDISCIPLINARY BRIDGE FOR THE DEVELOPMENT OF HUMAN POTENTIAL AND ITS CONTRIBUTIONS TO KNOWLEDGE MANAGEMENT

ABSTRACT: In the unstable and uncertain contemporary setting, every new day are the difficulties and also the opportunities, requiring new solutions and interactions between knowledge, requiring new approaches and ways of thinking. In a transdisciplinary integration between art therapy and engineering, this article brings the proposal ‘ArtEngenharia’, which raises its structure exploring art as symbolic and transformative language, and engineering as analog reference. The ‘ArtEngenharia’ has been built as proposed personal and organizational

human development in several contexts such as corporate, institutional and educational, and also revealing significant potential to contribute to the management of knowledge. In this construction, specific projects are being developed and applied in individual consultations format, interactive lectures, workshops and ongoing programs, proposing the Art Therapy as a meaningful constructive resource in the development of engineering projects of the human mind and the management of their knowledge.

KEYWORDS: Development, Human, Transdisciplinary, Art Therapy, Engineering

1 | INTRODUÇÃO

Este artigo traz com a denominação 'ArtEngenharia' uma proposta de integração transdisciplinar entre Arteterapia e Engenharia para o desenvolvimento do potencial humano, tanto pessoal como organizacional. A partir de fundamentação teórica transdisciplinar, tal proposta levanta sua estrutura explorando a arte enquanto linguagem simbólica, estruturante e transformadora, e a engenharia como referencial analógico, identificando a Arteterapia como recurso diferencial na *engenharia mental*.

Tanto a Arteterapia como a Engenharia desenvolvem o potencial humano, com projetos de construções em diferentes contextos, ambos pertencentes, porém, ao universo da complexidade humana. Universo que em seu dinamismo sistêmico, permitiu nesta proposta aproximá-las, respeitando e reverenciando a abrangência, especificidade e profundidade que as diferencia, identificando em sua interação, uma concepção essencialmente construtiva para a Arteterapia.

Na relevância da gestão do conhecimento no dinâmico e fluido contexto contemporâneo, este trabalho tem como objetivo apresentar a proposta da ArtEngenharia para o desenvolvimento do potencial humano, bem como identificar suas afinidades e contribuições para a gestão do conhecimento.

2 | 'ARTENGENHARIA' NO CONTEXTO PESSOAL:

Neste contexto, a proposta 'ArtEngenharia', propõe a Arteterapia como *expressivo* recurso para as construções, desconstruções e reconstruções psíquicas, para o desenvolvimento do potencial pessoal. Segundo Jung (2007), todo homem tem potencialidades inatas e traz consigo uma tendência instintiva a realizá-las plenamente ao longo de sua vida. É o que chamou de "processo de individuação". Assim, todos temos *um projeto a ser construído...*

2.1 Engenharia

Engenhar significa inventar; criar algo a partir de algo existente; transformar. Desde os primórdios, na engenharia tais transformações decorrem de uma necessidade, efetivando-se na realização de uma potencialidade, rumo a uma finalidade.

Segundo Rebello (2007), a primeira atividade humana de sobrevivência foi a

alimentação. Sendo preciso caminhar para procurar alimento, muitos obstáculos eram encontrados. Quando não havia pontes naturais feitas de cipós ou de pedras, o homem procurava imitar a natureza, lançando mão de um tronco caído, ou empilhando pedras ou, ainda, fazendo tranças de cipó. Por volta do ano 5000 a.C. o homem aprendeu a domesticar animais e a cultivar grãos. Era a descoberta da agricultura. Precisando estar próximo de suas plantações, o homem passa a construir abrigos permanentes.

Ao longo de seu desenvolvimento o homem foi então construindo suas próprias obras, com finalidades específicas de superação de dificuldades e atendimento de necessidades, percebendo-se, em consequência, como sujeito de sua ação construtiva, reconhecendo através dela, sua capacidade de criar. Das épocas mais antigas aos tempos atuais, o homem não parou mais de construir, não só construções civis, como também equipamentos, meios de transporte, usinas e redes elétricas, máquinas de altíssimo nível de sofisticação e mais outras tantas conquistas tecnológicas.

2.2 Engenharia Mental

A Engenharia foi então desenvolvida pela necessidade humana de aperfeiçoar o meio em que vive, para criar melhores condições de vida. Diante das necessidades, o homem imitava a natureza e por analogias, fazia a construção física de que necessitava. Do mesmo modo, segundo Jung (2007), a mente humana tem a capacidade inata de fazer analogias – simbolizações – nesta proposta identificadas como *pontes psíquicas*.

Além deste paralelo, Jung (2007) concebe os fenômenos psíquicos como manifestações energéticas, passíveis de transformação de uma forma em outra, como acontece no mundo físico. Segundo Jung (2007), a energia psíquica abrange diversas formas de energia, do mesmo modo que luz, calor, eletricidade são diferentes formas de energia física: “Do mesmo modo que uma usina elétrica imita uma queda d’água, e assim se apossa de sua energia, também o mecanismo psíquico imita o instinto e, deste modo, apossa-se de sua energia para fins especiais” (JUNG, 2007, p.51).

Penso em uma transferência das intensidades psíquicas de um conteúdo a outro, como o calor se converte em uma máquina a vapor, em tensão do vapor e, então, em energia do movimento. De maneira semelhante, a energia de certos fenômenos psíquicos se converte, por meios adequados, em outros dinamismos (JUNG, 2007, p. 49,50).

Para ilustrar a dinâmica da psique, Jung(2007) diversas vezes recorre a analogias que evidenciam-se como inerentes ao campo das engenharias:

Da mesma forma que o homem conseguiu inventar uma turbina e, conduzindo o curso d’água para ela, transformar a energia cinética nela contida em eletricidade, capaz de múltiplas aplicações, assim também conseguiu, com a ajuda de um mecanismo psíquico, converter os instintos naturais – que, de outra maneira, seguiriam sua tendência natural - em outras formas dinâmicas que tornam possível a produção de trabalho. O mecanismo psicológico que transforma a energia psíquica é o símbolo (JUNG, 2007, p. 50-51).

Jung (2007) vê nos símbolos uma ação transformadora, no encontro entre opostos, rumo à totalidade psíquica: “Essa qualidade lançadora de pontes do símbolo pode ser

literalmente considerada um dos comportamentos mais engenhosos e importantes da administração psíquica” (JACOBI,1986, p.92).

A partir destas analogias com a engenharia, pelas quais os símbolos promovem *pontes* entre polos opostos e *transformações de energia* psíquica, é que esta proposta identifica a dinâmica psíquica como *Engenharia Mental*.

2.3 Arteterapia: um processo construtivo

Nesta *Engenharia Mental*, a Arteterapia, ao articular a linguagem simbólica inerente às linguagens artísticas, promove a emergência dos símbolos, que, como mecanismos transformadores de energia e pontes que integram opostos, promovem construções, desconstruções e reconstruções psíquicas, integrando consciente e inconsciente rumo à totalidade psíquica, executando o *projeto* do Processo de Individuação (JUNG, 2007).

Na Arteterapia, a arte se dispõe como uma confidente, proporcionando um lugar para a emergência símbolos: “O símbolo é, então, uma espécie de instância mediadora entre a incompatibilidade do consciente e do inconsciente, um autêntico mediador entre o oculto e o revelado”. (JACOBI 1986, p.90). Segundo Ciornai (2004), nesse fazer, há sempre um produto que pode servir de espelhamento, fonte de identificação e reflexão, gerando novas compreensões: “Tratam-se de mensagens complexas, metafóricas ou simbólicas do indivíduo para si e para os outros” (CIORNAI, 2004, p. 83).

Assim, na concretude do fazer artístico é possibilitado um ordenamento dos conteúdos que vão emergindo, que vão sendo re combinados e integrados, proporcionando, além da conscientização, transformações da energia psíquica, para a *construção* da totalidade psíquica.

2.4 ‘ArtEngenharia’: Engenharia Mental através da Arte

‘ArtEngenharia’ constrói sua proposta propondo a Arteterapia como recurso construtivo significativo na engenharia mental humana, para a realização de uma grande obra: um ser diferenciado e integrado nos diversos contextos de sua existência.

3 | ‘ARTENGENHARIA’ NO CONTEXTO ORGANIZACIONAL

No contexto organizacional, o uso das analogias ao universo da engenharia traz uma concretude racional que promove a penetração empática da proposta em contextos técnicos e racionais, onde impera a produtividade. Introduzido em diálogo com tal referencial exato, o uso das linguagens artísticas vai promover a interação dialógica do universo técnico e produtivo da engenharia com o universo sensível e intuitivo inerente às artes. Diálogo do qual, conforme esta proposta vai evidenciar, se constrói como *ponte*, a criatividade, constatada pelos estudiosos da área como indispensável

ao cenário de inovação contínua do contexto organizacional contemporâneo: “O novo paradigma organizacional enfatiza o conhecimento e criatividade” (ZANELLA em ANGELONI, 2008, p.191)

3.1 Análise do cenário: a *sondagem do solo*

Iniciemos então tal construção analógica, pela *análise do solo*, que no contexto organizacional corresponde à análise do cenário em que se insere a organização. Na engenharia civil, segundo Abrahão (2011), sem esta análise a estrutura pode não erguer-se de forma segura, correndo riscos de não sustentar-se e desabar. Ao mesmo tempo, o solo reage sob as fundações e sofre deformações, influenciando o *comportamento* das obras segundo suas propriedades e *seu próprio comportamento*, cuja complexidade decorre de seu todo composto por material particulado e multifásico. Assim são hoje os cenários em que se inserem as organizações. Faz-se fundamental ao contexto organizacional que para a construção do desenvolvimento humano (*obra*) se faça uma análise do cenário (*estudo do solo*), uma vez que programas de desenvolvimento humano (*estrutura e técnicas construtivas*) precisam estar adequados a um público e contexto específicos (*ambiente*), cujos *comportamentos*, se inter-relacionam e influenciam.

No cenário contemporâneo de inovações contínuas e encurtamento do período de existência dos produtos e serviços, o conhecimento torna-se essencialmente dinâmico, volátil, em desenvolvimento contínuo. Sua gestão revela-se, portanto, indispensável. Segundo Drucker (1999), ‘Gestão do Conhecimento’ (Knowledge Management) é a capacidade de captar, reter, mapear, distribuir, gerenciar, criar, transferir, compartilhar e multiplicar conhecimento para garantir a sobrevivência, competitividade e expansão das organizações no mercado. Emergem assim as ‘Organizações do Conhecimento’, em que “o repertório de saberes individuais e dos socialmente compartilhados pelo grupo é tratado como um ativo valioso, capaz de entender e vencer as contingências ambientais” (ANGELONI, 2008, p. 2).

Segundo Lima (2005), indispensável se faz valorizar as capacidades individuais e coletivas, gerando um sistema integrado, dinâmico e pró ativo. São necessários profissionais autônomos, capazes de trabalhar em equipe, capazes de adquirir e compartilhar conhecimento, com uma visão do todo que compõe o mundo da sua profissão. Segundo Crema em Weil *et al* (1993), são indispensáveis programas que possibilitem ao trabalhador um contexto de trabalho que integre o científico, o técnico e o humanístico, de forma a capacitar o profissional a integrar-se ao sistema produtivo e não enquadrar-se apenas como mais uma peça da engrenagem que move a organização.

Neste cenário essencialmente dinâmico e complexo, segundo Lima (2005), a regra do “não pense, execute” é substituída por “invente, resolva, crie, discuta, delibere, participe”. Senge (2000) propõe que o desenvolvimento organizacional se

inicie no indivíduo, através de um processo de autoconhecimento, desenvolvendo habilidades individuais, passando então para o grupo, através do compartilhamento da visão e, finalmente, estendendo-se sistemicamente à organização como um todo. Assim, os profissionais precisam de uma efetiva gestão do conhecimento, do âmbito individual ao coletivo, bem como desenvolver habilidades e atitudes, tanto para trazer resultados efetivos à organização como para o seu próprio desenvolvimento pessoal e profissional. Integrado a habilidades e atitudes, o conhecimento estrutura as competências individuais, as quais relacionam-se sistemicamente compondo as competências organizacionais, que segundo Dutra (2001), não têm existência sem as pessoas e suas ações. Do mesmo modo, na construção civil, “o *comportamento* dos materiais manifesta-se no *comportamento* das estruturas” (ALVA, 2010, p.17).

3.2 Pessoas: *Pilares da estrutura organizacional*

No contexto organizacional atual, as competências e o conhecimento que lhes é inerente vêm, imperativamente, como *estrutura* do desenvolvimento organizacional, cujos *pilares* de sustentação, entretanto, são as pessoas. Nas palavras de Oliveira (2006, p.264): “A concepção de pilares é uma fase importante no *desenvolvimento* de edifícios”.

Os pilares têm fundamental importância no levantamento e sustentação das estruturas das construções. Nas organizações as pessoas são fundamentais para o *levantamento e sustentação da estrutura* organizacional.

Segundo Oliveira (2006), os pilares recebem, predominantemente, ações de compressão. Porém, recebem também forças de tração decorrentes das cargas horizontais, vindas da ação do vento ou de outras ações laterais atuantes na estrutura. Para que sejam capazes de suportar esta gama de esforços *opostos*, os pilares são feitos da associação do concreto com a armadura de aço, compondo o concreto armado, em que o concreto possui resistência à compressão e o aço possui resistência à tração. Também nas organizações as pessoas – seus *pilares* – estão submetidas a contínuos esforços, em direções diversas. Do mesmo modo que o concreto – sem o aço – não suporta a gama de esforços solicitantes em uma estrutura, nas organizações, não é suficiente às pessoas o conhecimento técnico e objetivo. Precisam de habilidades e atitudes – conhecimento tácito. Desta combinação é que se estruturam, como pilares resistentes, pessoas competentes.

3.3 Criatividade – *Uma ponte para o desenvolvimento*

No contexto organizacional atual, a criatividade faz-se imprescindível, revelando-se importante diferencial nas organizações do conhecimento.

A conquista de uma liderança na era do conhecimento não estará ligada a longo prazo ao domínio de uma tecnologia, mas, sim, à capacidade contínua de utilizar a criatividade para produzir novas combinações, novos processos, novos produtos, novas utilizações para o conhecimento acumulado (NASTARI *et al*, 2003, p.10).

Neste cenário dinâmico e permeado pelo imprevisto, indispensável não só a flexibilidade para se adaptar às novas situações, mas também a capacidade de criá-las. Com a inovação contínua, crescente é o número de problemas que exigem novas e rápidas soluções, pois as utilizadas com sucesso no passado têm pouca chance de funcionar.

Aplicar a criatividade à administração de empresas é objeto de estudo em organizações com estratégia em inovação, uma vez que esse fenômeno, tratado por essas organizações como competência humana é utilizado como matéria prima no processo inovador (TUDDA e SANTOS, 2011, p.119).

É fundamental desfazer a crença de que a criatividade está restrita a áreas distantes do ambiente organizacional: “O desafio não é pequeno, mas é um imperativo para os novos modelos de gestão” (PAROLIN, 2003, p.25).

Criatividade é uma das ferramentas mais adequadas para se buscar maneiras de fazer mais com menos, reduzir custos, simplificar processos e sistemas, aumentar lucratividade, encontrar novos usos para produtos, encontrar novos segmentos de mercado, desenvolver novos produtos e muito mais (KILIAN, 2005, p.98).

Gramigna (2007, p. 226) também alerta: “A criatividade é um tema que faz parte do contexto atual das organizações. Aquelas que pretendem substituir o paradigma da sobrevivência pelo da expansão precisam se reinventar”. Segundo Predebon (2001), esta capacidade de reação criativa requer flexibilidade e abertura a novas ideias. Constatam-se como diferenciais a exposição a experiências diversificadas, interesse por ideias e suas combinações, capacidade de fazer associações, receptividade a metáforas e analogias, abertura ao novo e ao complexo, e independência de julgamentos. Destaca que as habilidades criativas devem ser desenvolvidas em todos os membros da organização e não restritas a grupos de pensadores sofisticados.

As rápidas mudanças que enfrentamos nos negócios geram novos problemas e novas oportunidades, que exigem novas soluções e novas maneiras de pensar. Por isso, os negócios seguem necessitando de criatividade desde a estratégia até as exigências de mercado. A empresa precisa tornar-se mais competitiva. É preciso inovar com diferenciais competitivos que valorizem o produto, para isso é necessária a criatividade (KILIAN, 2005, p. 34).

As organizações, diante da velocidade das mudanças e a complexidade dos desafios atuais, clamam por novas abordagens para desenvolver colaboradores, numa gestão efetiva de competências e conhecimentos, individuais e organizacionais. Para tanto, os métodos tradicionais já não são suficientes. Emerge a questão: Como ir além dos modelos convencionais de treinamento e desenvolvimento? Em confluência, Hamel (2000) constata que a empresa inovadora está repensando seus conceitos. Segundo afirma, a inovação vai além de produtos, serviços, operações e estratégias de negócios. Conforme Montenegro (2007), a inovação precisa abranger também o contingente humano. Para Hamel (2007), é preciso buscar lições para a inovação em sistemas de alta adaptabilidade fora do universo corporativo. O autor propõe como gatilho, simplesmente começar a fazer perguntas. Afirma que a primeira delas,

fundamental, é: *o que poderíamos fazer de forma diferente?*

3.4 'ArtEngenharia': a arte como diferencial na *engenharia* mental

Segundo Predebon (2001, p.33): "Ideias novas não vêm do nada, sendo quase sempre produtos de associações entre referências de campos distintos." Segundo Pellanda (2001), existem hoje engenheiros, matemáticos, físicos e doutores em computação estudando a mente humana. O autor destaca o físico F. Davis Peat, que defende a unificação entre física e psicologia ao considerar indispensável uma ciência que explore o lado objetivo da consciência humana e o lado subjetivo da matéria. Constata que os novos paradigmas já estão aqui: não há mais fronteiras entre as ciências – tudo são relações. Em confluência, Carvalho (2002) alerta que o planeta tem urgência de ser mais integrativo e interdependente. Sendo o diálogo uma necessidade imperativa, não faz sentido catalogar o conhecimento em compartimentos herméticos. Imprescindível comunicar os saberes. Tais constatações vêm encorajar a proposta transdisciplinar da 'ArtEngenharia'.

Morfologicamente, o cérebro humano está dividido em dois hemisférios. Segundo Zamboni (2006), o hemisfério esquerdo é racional, analítico e sequencial. A ele cabe o pensamento lógico, a realização de operações matemáticas, o pensamento linear, decorrente dos processos racionais que lhe são inerentes e responsáveis pela construção da linguagem verbal. O hemisfério direito é sintético, intuitivo, imagético, acolhendo a realidade de forma global, decorrente de processos perceptivos e sensitivos.

Entretanto, embora seja comprovada a especialização das funções dos hemisférios cerebrais, identificam-se movimentos dialógicos entre eles. A criatividade emerge da interação entre os hemisférios. Assim, a criatividade pode ser concebida como a *ponte* que se constrói entre intuição e intelecto, razão e emoção, com vias de mão dupla, conforme confirmam Angeloni (2002) e Damásio (1996), destacando a criatividade como produto de tais interações: "O que ocorre frequentemente dentro de um trabalho criativo é a existência de sequências de momentos intuitivos, seguidos de ordenações racionais" (ZAMBONI, 2006, p. 34).

No contexto empresarial, entretanto, Barros e Morais (2004) constatam que as pessoas são mais estimuladas a usar seu hemisfério esquerdo: racional, lógico e sequencial. Segundo afirmam, não há carência de força criativa nas empresas e sim não se permite sua emergência decorrente do diálogo com o hemisfério direito, pouco estimulado em decorrência de restrições e cisões paradigmáticas: "Precisamos, pois, proporcionar estímulos ao lado direito do cérebro. Para isso, será necessário romper com certos padrões" (BARROS e MORAIS, 2004, p.110).

Esta proposta de integração ente Arteterapia e Engenharia, caminha nesta direção. Na interação dialógica entre o universo técnico e racional da engenharia e o universo sensível e intuitivo inerente às artes, promove-se, essencialmente, tal diálogo entre os dois hemisférios, gerando a criatividade. Além disso, sendo uma linguagem

não inerente à rotina produtiva das organizações, as atividades artísticas rompem paradigmas e estimulam o pensamento lateral, definido por De Bono (2002) como o processo de provocar o cérebro para novas percepções, ampliando a capacidade mental.

A arte, essencialmente, é grande mobilizador da imaginação, intuição, sensibilidade e apreensão do todo, que são habilidades do hemisfério direito: “A arte estimula a capacidade de imaginar, pensar o impensado, dar vida ao inexistente, transformar ideias em realidade”. (GRAMIGNA, 2004, p.68).

Segundo Morin (1998), o conhecimento necessita da imaginação e da intuição, não existindo uma inteligência fria e unicamente lógica.

Embora não evidente ao senso comum, o próprio exato universo da engenharia vale-se de imagens e intuições. Brohn (2005) afirma que um esquema visual é crucial à concepção das estruturas, para que se desenvolva um “sentimento intuitivo” do *comportamento* dos sistemas estruturais. Schwark (2006) afirma que ao aprimorar a capacidade de percepção intuitiva, o engenheiro estará mais preparado para conceber uma estrutura: “As primeiras e mais importantes decisões na concepção de um projeto, relacionados à sua importância, necessidade, utilidade e tipo de solução são valores qualitativos e intuitivos” (SCHWARK, 2006, p.7).

Assim, a proposta da ‘ArtEngenharia’ nas organizações é proporcionar um espaço de experimentação e simulação, onde, através das linguagens artísticas, se pode correr riscos e observar o que acontece. Lembremos que para Mandelli (2003), o maior estágio possível de integração de uma equipe é obtido quando todos compartilham os riscos.

Para Rhyne (2000), o contato com a arte no contexto empresarial pode torná-lo menos ameaçador, ao promover a fluidez, a espontaneidade e a criatividade. Muitas das questões deste contexto dizem respeito a posturas defensivas, desconfiança, exigência exacerbada de si mesmo, necessidade de ser confirmado por um líder e dificuldades relacionais. Além disso, no ambiente de trabalho a dificuldade em identificar e transmitir em palavras, sensações e sentimentos presentes fica potencializada pela preocupação com a exposição, mas, por valer-se de recursos simbólicos e analógicos, esta proposta possibilita a preservação da intimidade do profissional, pois permite “alcançar um bom nível de aprofundamento, diante das atividades, sem que as mesmas sejam demasiado incisivas, não expondo os indivíduos em seus ambientes de trabalho” (ARANTES, 2008, p.9). Pode-se assim:

Oferecer uma série de experiências focadas e estruturadas para permitir recuperar, valorizar, ativar habilidades presentes, e todavia, pouco utilizadas no dia-a-dia do mundo do universo profissional, e por outro lado, um espaço separado do mundo da organização onde se possa experimentar e colocar à prova hipóteses e comportamentos já presentes mas não usados por receio de provocar danos às relações ou outros (LUPERINI, 2008, p. 24).

Em sintonia com as proposições da Gestão do Conhecimento, os programas propostos pela ‘ArtEngenharia’ vão ao encontro do que diz Starkey (1997) sobre a

importância de proporcionar aos trabalhadores o conhecimento e o estímulo para que pensem por si, em substituição ao velho treinamento que oferece informações apenas na base do “eles precisam saber”.

Outras questões evidenciadas no contexto organizacional são a ansiedade, medo, raiva, depressão, estresse e as somatizações, indicando desvios de energia. Segundo Rhyne (2000), a expressão artística traz em si o potencial de equilibrar o indivíduo com o meio, através da descarga de energias não utilizadas, contribuindo para o gerenciamento do estresse.

Tais aspectos voltam a Jung (2007) e a linguagem simbólica da arte, além do poder de canalizar a energia, o poder de transformá-la, aproveitando-a. As linguagens artísticas podem servir de condutores para as emoções, transformando-as em desenvolvimento: “Se pudéssemos disciplinar as cargas energéticas de uma tempestade, teríamos imenso arsenal de forças. O mesmo acontece com as *emoções humanas*” (LIMA, 2005, p.110).

D Arantes (2008, p.12): “A Arte contribui para o desenvolvimento criativo, desvelando as relações e as possibilidades potencializadas no processo de cada pessoa, para a conscientização dos conflitos e das dificuldades, bem como para o autoconhecimento”. Assim, a proposta da ‘ArtEngenharia’ promove também, uma ‘*Gestão do Autoconhecimento*’.

A essência da construção da cultura organizacional parece estar localizada no próprio domínio psíquico dos integrantes da organização. Sendo assim, identificar suas peculiaridades fundamentais fornece elementos que podem alavancar igualmente formas de trabalhar o cerne da gestão do conhecimento. (RICHTER em ANGELONI, 2008, p.65)

Citando a Teoria Sistêmica, pela qual atuações e transformações em uma parte de um sistema afetam o sistema como um todo, Ciornai (2004) confirma que a concretude do fazer na atividade artística irá estimular, energizar e facilitar esses processos não só na realização da atividade artística em si, mas na totalidade do ser, facilitando a geração de *insights* e o estabelecimento de pontes e de analogias com suas construções internas e com seu contexto profissional gerando novas compreensões e possibilidades.

Segundo Rhyne (2000, p. 11), as pessoas “poderão ver que os padrões de suas formas de arte simbolizam o modo como padronizam suas atitudes e comportamentos”. Arantes (2008, p.18) completa: “A harmonia entre a percepção interna e a manifestação externa fortalecem o indivíduo, ajudam-no a se reconhecer como ser existente para si mesmo e para sua empresa/mundo.” Dennis (2011) afirma que com a arte nas empresas os participantes desenvolvem habilidades, alinhamento de grupo ao contexto bem como compromisso e coragem frente aos desafios e mudanças organizacionais repentinas. Dennis (2011) relata que muitas das empresas do ranking das “Melhores empresas para você trabalhar” fizeram ou fazem uso da arte para desenvolver a organização.

A qualidade humana no contexto empresarial consiste essencialmente em posicionar o trabalhador como sujeito de seu processo, de forma que não seja determinado por suas circunstâncias externas, e sim crie as circunstâncias de que necessita, quando não as encontra. A proposta da 'ArtEngenharia', estruturada no fazer artístico, traz, em si, uma AÇÃO criativa, convocando, portanto, um SUJEITO que a realiza. Percebendo-se autor de suas produções, e estas como resultado de suas escolhas e ações, o indivíduo constata-se como sujeito de sua situação e não sujeito à sua situação, numa engenharia de construção e transformação, de seu meio, de seu conhecimento e de si mesmo.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir do desenvolvimento do nosso potencial, todos nós temos um *projeto a ser construído*. A 'ArtEngenharia' vem como abordagem transdisciplinar inovadora ao explorar, com base na *fundação* teórica apresentada, as possíveis contribuições da Arteterapia e da Engenharia integradas, para a *construção* do desenvolvimento humano tanto do indivíduo como das organizações. Tal proposta se estrutura em atendimentos individuais e em projetos temáticos personalizados, específicos à cada necessidade, no formato de *workshops*, palestras interativas e programas contínuos *in company*, com concretos benefícios pessoais e organizacionais, contribuindo *expressivamente* para uma efetiva gestão de pessoas e de seu conhecimento.

Sua relevância amplia-se para a sociedade uma vez que o desenvolvimento e o conhecimento se iniciam no indivíduo, estendendo-se aos grupos em que está inserido, repercutindo na sociedade como um todo. Os estudiosos da contemporaneidade vêm destacando que uma nova visão de mundo está em marcha, transformando paradigmas, criando e compartilhando conhecimento à procura de soluções inovadoras e sistemicamente integradoras, para sair da crise de fragmentação que está levando ao colapso o indivíduo, o meio ambiente e a sociedade como um todo.

REFERÊNCIAS

ABRAHÃO, R. **O chão exige muito cuidado**. GEOeasy – Geotecnologias & Meio Ambiente., publicado em 4 de Novembro de 2011. Disponível em: <<http://geoeasy.com.br/blog/?cat=25&paged=34>>. Acesso em: 20-08-2013.

ALVA, G.S. **Comportamento dos materiais e das estruturas**. Universidade Federal de Santa Maria. Curso Graduação em Engenharia Civil ECC106 - Concreto Armado A, Santa Maria. 2010. Disponível em: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Aulas_5_6_2sem_2010.pdf>. Acesso em 15-08-2013

ANGELONI, M. T.(org) **Organizações do conhecimento: infraestrutura, pessoas e tecnologias**. 2ª edição. São Paulo: Saraiva, 2008.

ARANTES, S. M. R. **A Arte e o Terapêutico na Práxis Psicopedagógica nas Organizações**. Constr. psicopedag., São Paulo , v. 16, n. 13, dez. 2008. Disponível em: <<http://pepsic.bvsalud.org/scielo>>.

AYUB, S. R. C. **Uso da analogia em treinamento & desenvolvimento empresarial**. Dissertação de Mestrado. São Paulo, FECAP: 2002. Disponível em: <http://200.169.97.106/biblioteca/tede//tde_busca/arquivo.php?codArquivo=261> Acesso em: 20-08-2013

BARROS, O.; MORAIS, J. A. **A Coragem de Mudar**: este é o momento de um novo Brasil, que exige uma nova empresa, que exige um novo profissional (Coleção Nova Tecnologia da Administração). Juiz de Fora: Concorde, 2004.

BROHN, D. **Understaning structural analysis**. 3rd ed. London: New Paradigm Solutions, 2005.

CARVALHO, E. A. **Saberes Culturais e educação do futuro**. PGM 4 – Na busca de novos conhecimentos. 2002. Disponível em: <<http://www.uesb.br/labtece/artigos/Saberes%20Culturais%20e%20Educa%C3%A7%C3%A3o%20do%20Futuro.pdf>>. Acesso em: 12 nov. 2007.

CIORNAI, S. (Org.) **Percursos em Arteterapia**: arteterapia gestáltica, arte em psicoterapia, supervisão em arteterapia. Volume 62. São Paulo: Summus, 2004. (Coleção novas buscas em psicoterapia)

DAMASIO, A. **O erro de Descartes**: emoção, razão e o cérebro humano. São Paulo: Companhia das Letras, 1996.

DE BONO, E. **O pensamento lateral**. Rio de Janeiro: Nova Era, 2002.

DENNIS, R. **Arte e negócios como forma de desenvolvimento**. Empreender para todos. Publicado em 05 de Dezembro de 2011. Disponível em: <<http://www.empreenderparatodos.com.br/arte-e-negocios-como-forma-de-desenvolvimento/>> Acesso em: 28 de Agosto de 2013

DRUCKER, P. F. **Administrando em tempos de grandes mudanças**. São Paulo: Pioneira/Publifolha, 1999.

DUTRA, J. S. **Gestão por competências**. São Paulo: Gente, 2001.

GRAMIGNA, M. R. **Líderes Inovadores**: Ferramentas de criatividade que fazem a diferença. 1^a edição. São Paulo: M. Books do Brasil Editora Ltda., 2004.

_____. **Modelo de Competências e Gestão dos Talentos**. 2^a edição. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2007.

HAMEL, G. **Liderando a Revolução**. Traduzido por Afonso Celso da Cunha Serra. Editora Campus. Rio de Janeiro, 2000.

HAMEL, G.; BREEN, B., **O Futuro da Administração** (The future of management) Traduzido por Thereza Ferreira Fonseca. Editora Campus: São Paulo, 2007.

JACOBI, J. **Complexo, arquétipo e símbolo na psicologia de C.G. Jung** São Paulo: Cultrix, 1986.

JUNG, C. G. **O espírito na arte e na ciência**. Tradução Maria de Moraes Barros. 3^a edição. Petrópolis, RJ: Vozes, 1991.

_____. **A energia psíquica**. Tradução Mateus Ramalho Rocha. 9^a edição. Petrópolis, RJ: Vozes, 2007. 95 p. (Título original: Die Dynamic des Unbewussten).

KILIAN, A. P. V. **O processo de geração de idéias fundamentado no pensamento lateral**: Uma Aplicação para Mercados Maduros. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em

Engenharia de Produção, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, UFSC, 2005. Disponível em: < <http://www.tede.ufsc.br/teses/PEPS4772.pdf>>. Acesso em: 23-08-2013

LIMA, L.O. **Dinâmicas de Grupo na empresa, no lar e na escola**: grupos de treinamento para a produtividade, 1ª edição, Petrópolis: Vozes, 2005.

LUPERINI, R. **Dinâmicas e jogos na empresa**: método, instrumento e práticas de treinamento; tradução de João Batista Kreuch, 2ª edição; Petrópolis, RJ: Vozes, 2008.

MANDELLI *et al.* **A disciplina e a arte da gestão das mudanças**: como integrar estratégias e pessoas nas organizações. Rio de Janeiro: Elsevier, 2003.

MONTENEGRO, I. **Excelência Operacional**: O Desafio da Melhoria Contínua. São Paulo: Sobratema, 2007.

MORIN, E. **Complexidade e Liberdade - Ordem, separabilidade e lógica**: os pilares da ciência clássica. Publicação de ensaios *Thot*, Associação Palas Athena, São Paulo, n.67, p.12-19, 1998. Disponível em: < <http://www.geocities.com/pluriversu/complexi.html>>. Acesso em: 29 out. 2007.

NASTARI, S. L. N. *et al.* **O pensar criativo**: uma disciplina no currículo da engenharia. COBENGE, 2003. Disponível em: <<http://www.abenge.org.br/CobengeAnteriores/2003/artigos/ECI928.pdf>> Acesso em: 20-07-2013.

OLIVEIRA, M. B. *et al* **Concepção de pilares em concreto armado e de pilares em aço**. X Encontro Latino Americano de Iniciação Científica e VI Encontro Latino Americano de Pós-Graduação – Universidade do Vale do Paraíba, São José dos Campos: 2006. Disponível em : <http://www.inicepg.univap.br/cd/INIC_2006/inic/inic/07/INIC000071ok.pdf> Acesso em: 12-07-2013.

PAROLIN, S.R.H. **A criatividade nas organizações**: um estudo comparativo das abordagens sociointeracionistas de apoio à gestão empresarial. Caderno de Pesquisas em Administração, São Paulo, v. 10, nº 1, janeiro/março 2003. Disponível em: <<http://www.ead.fea.usp.br/cad-pesq/arquivos/v10n1art2.pdf>>. Acesso em: 16-06-2013.

PELLANDA, L. E. C. **Psicanálise numa Visão Sistêmica**. Pôster apresentado ao Congresso Internacional de Psicanálise, Nice, França, 2001. Disponível em <http://pessoal.portoweb.com.br/pellanda/portpost.htm>. Acesso em: 15 set. 2007.

PREDEBON, J. **Criatividade hoje**: como se pratica, aprende e ensina. 2ª ed. São Paulo: Atlas, 2001.

REBELLO, YOPANAN C. P. **A Concepção Estrutural e a Arquitetura** 5ª Edição São Paulo: Zigurate Editora, 2007.

RHYNE, J. **Arte e Gestalt** – Padrões que convergem. São Paulo: Summus, 2000.

ROCHA, R. A. **O pensamento racional lógico, a intuição e a criatividade no processo de administração estratégica**. Tese de Doutorado- Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, 17-10-2012. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/78405>>. Acesso em: 17-07-2013

SCHWARK, M. P. **Sugestões para um curso intuitivo de engenharia de estruturas**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

SENGE, P. **A quinta disciplina**: arte, teoria e prática da organização de aprendizagem 7ª edição. São Paulo, Best Seller: 2000. .

STARKEY, K. **Como as organizações aprendem**: relato do sucesso das grandes empresas. São Paulo: Futura, 1997.

TUDDA, L. e SANTOS, A. B. A. **Teorias para o desenvolvimento da criatividade individual e organizacional** RAD Vol.13, n.1, Jan/Fev/Mar/Abr 2011, p.116-133. Disponível em: <<http://revistas.pucsp.br/index.php/rad/article/view/3846/4233>>. Acesso em: 16-06-2013.

WEIL, P.; D'AMBRÓSIO, U.; CREMA, R. **Rumo à nova transdisciplinaridade**: Sistemas abertos de conhecimento. 4ª edição. São Paulo: Summus, 1993.

ZAMBONI, S. **A pesquisa em arte**: um paralelo entre Arte e Ciência. – 3ª edição revista. – Campinas: Autores Associados, 2006.

PROCEDIMENTO DE ANÁLISE EXPERIMENTAL E NÚMÉRICO DE UMA PONTE EXECUTADA COM PALITOS DE PICOLÉ

Matheus Henrique Morato de Moraes

Universidade Federal de Goiás - Regional
Catalão, Unidade Acadêmica Especial de
Engenharia
Catalão – GO

João Eduardo Sousa de Freitas

Universidade Federal de Goiás - Regional
Catalão, Unidade Acadêmica Especial de
Engenharia
Catalão – GO

Diogo Henrique Morato de Moraes

Universidade Federal de Goiás - Goiânia,
Programa de Pós-Graduação em Agronomia
Goiânia – GO

Juarez Francisco Freire Junior

Universidade Federal de Goiás - Regional
Catalão, Unidade Acadêmica Especial de
Engenharia
Catalão – GO

Wellington Andrade da Silva

Universidade Federal de Goiás - Regional
Catalão, Professor Unidade Acadêmica Especial
de Engenharia
Catalão – GO

Geraldo Magela Gonçalves Filho

Universidade Federal de Goiás - Regional
Catalão, Unidade Acadêmica Especial de
Engenharia
Catalão – GO

Inc, este projeto constitui de uma análise numérica de uma ponte treliçada biapoiada modelo Howe, verificando seu estresse e ruptura. O projeto foi executado com o auxílio do software Ftool® no dimensionamento. No qual o objetivo foi a verificação do processo construtivo de uma ponte em palito de picolé e aplicação desses conhecimentos na confecção do sistema 3D, bem como aplicação dos conceitos físicos e matemáticos envolvidos, a compreensão do comportamento com a aplicação do carregamento na treliça. Devido ao método utilizado para a averiguação de resultados extraídos da modelagem numérica a partir do Métodos dos Elementos Finitos (MEF), baseando-se nas relações teóricas proposta no estudo da Resistência dos Materiais. Propôs-se um modelo tridimensional para averiguação do comportamento de estresse possibilitando assim a previsão do ponto de ruptura da ponte. Propondo uma carga máxima de resistência. Finalizando com o ensaio da ponte e verificação da carga suportada de acordo com o dimensionado e análise do ponto de ruptura.

PALAVRAS-CHAVE: ANSYS. Ponte. Análise Estrutural. Métodos dos Elementos Finitos.

PROCEDURE OF ANALYSIS EXPERIMENTAL
AND NUMERICAL OF ONE BRIDGE

RESUMO: Desenvolvido no software ANSYS®.

ABSTRACT: Developed in the software ANSYS®.Inc, this project constitutes of a numerical analysis of on bridge lattice biased with Howe model, verifying your stress and your break. The design was executed with the aid of the software Ftool® in sizing. In which was the verification of the building process of the bridge and application of the knowledge of the confection of the 3D system, as well with the application of the physics concepts and mathematicians involved, the understanding of the behavior with the application of the loading loads of the lattice. Because this method used for the inquiry of the extracted results of the numerical modeling starting of the Method of Elements Finites (MEF), basing of the relations theoretical proposes in the studies of strength of materials. Proposes one model three-dimensional for the investigate of behavior of the stress making possible thus the prediction of the break point of the bridge. By proposing a maximum resistance load. Finishing with the test of bridge and checking the load supported according with the sizing and analysis of the break point.

KEYWORDS: ANSYS. Bridge. Structures Analysis. Method of Elements Finites.

1 | INTRODUÇÃO

Como afirma Souza (2008) uma ampla gama de estruturas tem como característica alta resistência do que as outras demais partes de um empreendimento. O sistema estrutural provém a capacidade de suporte e transmissão das cargas aplicadas na estrutura. Além da sua contribuição na consolidação da segurança e rigidez de uma edificação. Essa estrutura que se compõe em arranjos de elementos estruturais, que formam o sistema estrutural. De foram a fornecer suporte e executar a distribuição das reações transmitindo a fundação. Desta forma, os sistemas estruturais se constituem de materiais que não apresentam características satisfatoriamente rígidas, chamados materiais estruturais.

A principal estrutura em pregada em construções de ponte das pontes atuais, são estruturas treliçadas que foram utilizadas na armação de sustentação da ponte do projeto.

As Treliças são estruturas formadas composta de membros conectados com a finalidade de desenvolver resistência a uma certa força resultante aplicada. Esses membros são os componentes que suportarão as cargas da estrutura. Em grande parta das treliças, os membros são dispostos em triângulos interconectados, assim como representado na figura a seguir. Pela formação da sua estrutura, os componentes da treliça podem estar solicitados com forças de tração e compressão por parte da carga. Devido ao fato de as treliças apresentarem um índice elevado de resistência e um peso proporcionalmente pequeno, podem ser usadas em grandes vãos. As treliças têm sido utilizadas amplamente em pontes desde o século XIX. Atualmente a utilização das treliças abrange a execução de tetos, torres, guindastes de construção e diversas outras máquinas e estruturas assim como afirma Duplat et al. (2008).

Os projetos executivos de edifícios, independentemente de sua dimensão, têm por consequência a execução de um sistema estrutural de suporte, de acordo com demanda da criação do projeto, planejamento e execução. Desta forma, a estrutura em uma construção tem o intuito de manter a forma espacial projetada oferecendo integridade estrutural ao edifício durante sua vida útil. No período de projeto, possibilitou-se a pesquisa aprofundada de muitos e importantes sistemas estruturais, sistemas esses os quais foram encontrados nas estruturas analisadas. Tais como: treliças planas e treliças espaciais. Assim como afirma Duplat et al. (2008).

As pontes têm um papel fundamental ao longo da história do ser humano, a mesmas tem sido construídas há milhares de anos e são determinantes para o desenvolvimento de uma população. A princípio tiveram seu surgimento graças a fenômenos naturais, como chuvas e ventos fortes, que causaram a queda de troncos sobre obstáculos como rios e precipícios, auxiliando o homem a vencer vãos ainda não conquistados.

Este estudo foi objeto de conteúdo no qual representa grande avanço tecnológico de alta relevância no avanço da tecnologia tal como o desenvolvimento da região a qual o estudo foi desenvolvido, construções de pontes são feitas pela humanidade há séculos. A datar de os primórdios a necessidade de vencer dificuldades à procura de subsistência ou abrigo. As pontes iniciais surgiram de forma natural como por exemplo o tombamento de um tronco em um rio, ideia a qual foi copiada pelo Homem, dando origem a pontes com base em troncos ou pranchas assim como as feitas de pedra, até chegar ao atual estágio como o emprego de treliças metálicas e madeira.

Com o passar dos anos, o homem percebeu a dinâmica da natureza e começou a aplicar as ações dela a seu favor, para a obtenção de alimento, refúgio e conseqüentemente uma melhor condição de vida, assim deu-se início a confecção das primeiras pontes. Sem estas, a população seria obrigada a levar um tempo maior ou se arriscar para chegar a seus destinos.

Um sistema imprescindível na análise de uma ponte é o sistema estrutural, uma vez que é este que vai conferir e garantir estabilidade e segurança à mesma. Diante disso, elas podem se subdividir em vigas biapoiadas, em vigas biapoiadas com balanço, em vãos contínuos, em arco, estaiadas, suspensas e treliçadas.

2 | METODOLOGIA

O objetivo deste trabalho foi a verificação do funcionamento do processo de construção de uma ponte em palito de picolé e aplicação desses conhecimentos na confecção do sistema, bem como os conceitos físicos e matemáticos envolvidos, além da compreensão como a ponte em treliça se comporta com a atuação do carregamento aplicado em sua estrutura.

Foi adotado o sistema estrutural treliçado, uma vez que as treliças são estruturas compostas de membros conectados com a finalidade de desenvolver resistência a

certa força resultante aplicada, os membros são os componentes que suportam a carga da estrutura. Estas estão sujeitas à tração e compressão, sendo que alguns casos também há a presença de flambagem.

A construção da ponte se deu com a utilização de palitos de picolé feitos de madeira e cola de madeira. A seção transversal dos palitos utilizados é de aproximadamente 7,80 x 2,00 mm e comprimento de 120 mm. Entretanto o comprimento longitudinal adotado variou de acordo com os vãos empregados no projeto. Os palitos foram agrupados em trios com a finalidade de aumentar a seção transversal e, conseqüentemente, a resistência da mesma. O detalhe do palito pode ser observado na Figura 1.



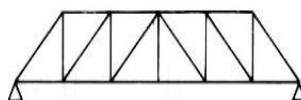
Figura 1. Detalhamento do palito utilizado

Fonte: (THEOTO, 2018)

Foram utilizados também materiais cortantes, como tesoura e alicate, para a adequação do tamanho dos palitos de acordo com as necessidades do modelo escolhido de ponte, além de pregadores de roupa para uma melhor fixação dos palitos durante o processo de colagem, e lixas para acabamentos.

Foi realizada uma seleção dos palitos devido à não uniformidade entre estes, a fim de se obter uma melhor qualidade no resultado. A partir da seleção, definiu-se um modelo para a ponte, visto a existência de pontes reais semelhantes, analisando como seria efetuada a disposição dos palitos, verificando a posição, os espaçamentos, a direção etc. Tal processo foi efetuado com o software Ftool®. Feito isso, a próxima etapa foi a definição de uma carga resistente cuja qual a ponte irá suportar, para o posterior ensaio a compressão a qual deve ser submetida.

Para construção da ponte foi escolhida o modelo de treliça Howe, o qual pode ser visualizado na Figura 2.



Treliça Howe com apoio no banzo inferior. (Diagonais comprimidas; montantes tracionados)

Figura 2. Detalhamento da Treliça Howe

Fonte: Acervo Pessoal

3 | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

De acordo com o exposto, a determinação da carga P deu-se por meio da consideração de valores referenciais para tração e compressão, empregados em projetos com utilização de palitos de picolé. Segundo Duplat et al. (2008)

A resistência à tração de um palito é de 90 kgf ou 882,9 N, o que é um valor médio extraído da análise de oito palitos.

Já a resistência à compressão de um palito com comprimento de cerca de 11,5 cm, 2 mm de espessura e 8,4 mm da largura, é de 4,9 kgf ou 48,07 kN, que também é um valor médio proveniente da análise da média entre aproximadamente 11 palitos, resultando em uma tensão de ruptura de 2,86 MPa. Para um arranjo de dois palitos com as mesmas dimensões descritas, obtém-se uma resistência de 27 kgf ou 264,87 N, com uma média de cinco valores, o que resulta em uma tensão de ruptura de 7,88 MPa.

Fazendo uma relação com os valores citados, determinou-se, por aproximação, os valores das tensões de tração e compressão nas barras, pois estas foram feitas com 3 palitos, o que originou uma seção transversal de aproximadamente 7,8 x 6 mm. Os valores encontrados para tração e compressão são, respectivamente, de 210,2 MPa e 11,44 MPa. Por meio da relação expressa na Equação (1), que considera um fator de segurança, é possível encontrar a carga P :

$$R \geq S \cdot \gamma \quad (1)$$

A Equação (1) descreve o critério de resistência onde S é a solicitação de cálculo, R é a resistência de cálculo, γ é o coeficiente de segurança que foi adotado como 1,5 para a ponte.

Além da análise por meio da solicitação, foi feita uma verificação de possíveis efeitos de flambagem para as barras comprimidas. Para isso, a condição considerada foi a mais crítica, ou seja, o dimensionamento foi feito com base na barra mais comprimida. Pela Figura 2, observa-se que corresponde às barras 10 – 11 e 11 – 12. Considerando as barras na condição pino, pino ($k=1$), o comprimento da flambagem é o próprio comprimento da barra. O carregamento foi determinado pela seguinte equação:

$$P_{cr} = \frac{\pi EI}{L_{ef}^2} \quad (2)$$

A Equação (2) é conhecida como Carga crítica de Euler onde P_{cr} é a carga

crítica de Euler, E é o módulo de elasticidade do material (adotado como 7350 MPa), I é a menor inércia da seção transversal ($I=bh^3/3$), L_{ef} é o comprimento efetivo de flambagem analisado (BEER, 1995).

Para a análise numérica foi utilizado o Método dos Elementos Finitos (MEF) é um método numérico que fornece a solução aproximada de um determinado modelo matemático que mostram o comportamento físico através de meio contínuos, muito popular na engenharia (WEAVER, 1984).

O meio contínuo são estruturas reais que descreve o objeto em análise, com exemplo: vigas, lajes, parafuso, chapa, fluido. E o comportamento físico tem o objetivo de prever o comportamento do meio de um modelo físico por exemplo: deformação e tensão de uma estrutura, perfil de temperatura de uma viga.

E o modelo matemático se trata de equações diferenciais ou integrais com suas condições de contorno, que descrevem o comportamento do modelo. Assim como descreve Filho (2010) na maior parte das vezes os problemas de engenharia envolvem um modelo matemático complexo. Raramente esses modelos tem equações simples de serem resolvida e não obtém-se uma resolução exata. Para contornar esta dificuldade são úteis soluções aproximadas para estes problemas; utilizados métodos numéricos a fim de se obter uma solução aproximada para estes problemas.

Em diversas áreas da engenharia e métodos numéricos mais utilizados para a resolução de equações diferenciais parciais e equações integrais muito comum nos problemas de engenharia. Permite facilmente a sua implementação em programas de computador naturalmente versáteis que podem resolver muitos casos práticos. O crescente desenvolvimento dos equipamentos e sistemas computacionais, contribui para sua divulgação e popularização, sendo um dos softwares mundialmente conhecidos.

Para a elaboração deste projeto foi feita uma análise numérica no software ANSYS 19.1.inc. Para a primeira etapa do desenho das estruturas foi utilizado o SolidWorks 2016 para a construção da peça 3D. A construção da peça pode ser vista na Figura 3.

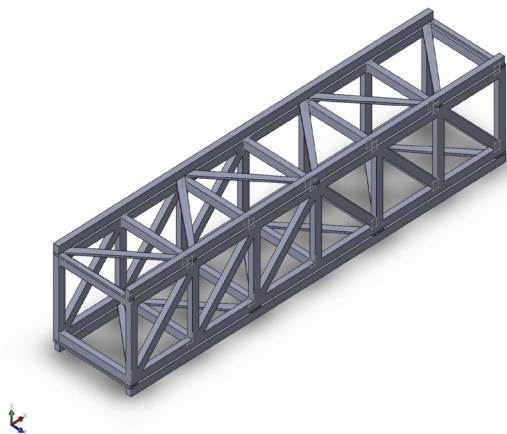


Figura 3. Detalhe objeto criado com auxílio do Solid Works 2016

Fonte: Adaptado *software* SolidWorks®

4 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

A ponte construída constitui uma estrutura treliçada, assim como descrito acima, como esquematizado a seguir:

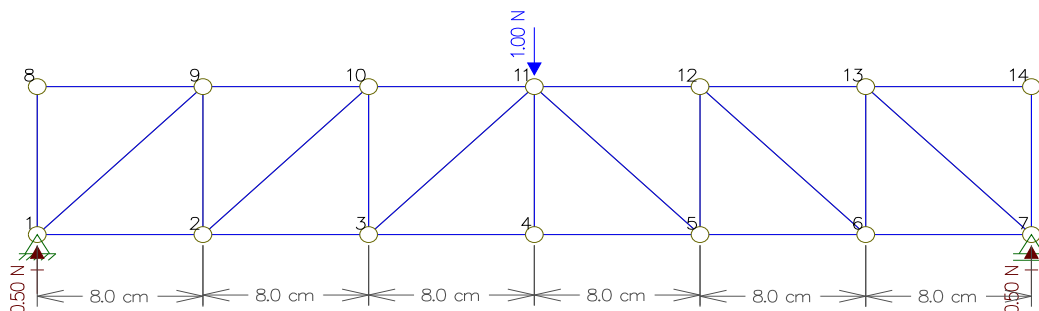


Figura 4. Treliça componente de uma parte lateral da ponte.

Fonte: Adaptado *software Ftool®*

Na Figura 4, obtida através do software *Ftool®*, estão as medidas dos vãos (espaçamentos entre os nós) da ponte, bem como sua altura e a representação de uma carga unitária para a identificação das forças normais nas barras constituintes da treliça, pois até então, a carga admissível era desconhecida. Os esforços normais, em função dessa carga hipotética, podem ser visualizados na Figura 5:

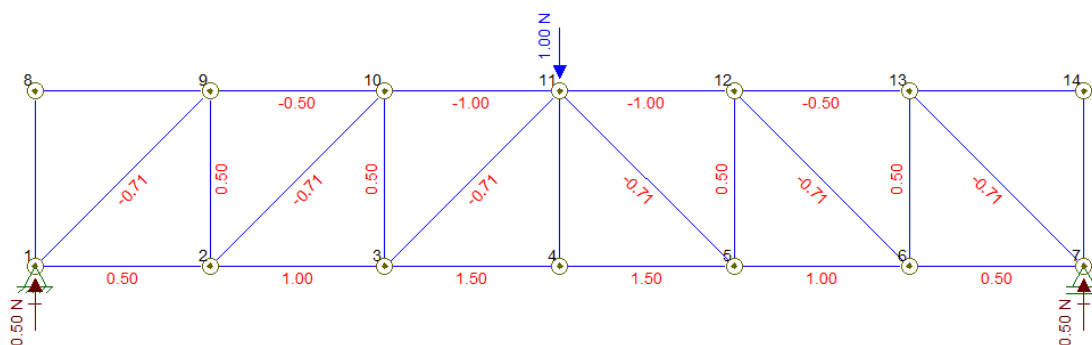


Figura 5. Disposição dos esforços normais na ponte: identificação de tração e compressão

Fonte: Adaptado *software Ftool®*

A Tabela 1 exprime os dados visualizados anteriormente, acrescentando os comprimentos das respectivas barras que permanecem submetidas a solicitações, de forma a substituir a carga unitária por uma variável P , para representar a carga de aplicação sobre a ponte. Pode-se observar que os montantes e os banzos superiores estão comprimidos e os banzos inferiores tracionados.

Barra	Comp.(cm)	Tração	Compressão
-------	-----------	--------	------------

1 - 2	8	0,5 P	
2 - 3	8	1 P	
3 - 4	8	1,5 P	
4 - 5	8	1,5 P	
5 - 6	8	1 P	
6 - 7	8	0,5 P	
9 - 10	8		0,5 P
10 - 11	8		1 P
11 - 12	8		1 P
12 - 13	8		0,5 P
1 - 9	11,3		0,71 P
2 - 10	11,3		0,71 P
3 - 11	11,3		0,71 P
5 - 11	11,3		0,71 P
6 - 12	11,3		0,71 P
7 - 13	11,3		0,71 P
2 - 9	8	0,5 P	
3 - 10	8	0,5 P	
4 - 11	8	0,5 P	
5 - 12	8	0,5 P	
6 - 13	8	0,5 P	

Tabela 1. Características da treliça

Fonte: Acervo Pessoal

Através da Tabela 1 e da Figura 5, nota-se que as barras verticais não estão solicitadas devido à aplicação do carregamento P, quando as barras da treliça se encontram dispostas da forma apresentada. Isso não significa, porém, que na prática tais elementos estejam livres de esforços e, sendo assim, a aplicação de carregamentos em outro ponto distinto pode alterar a configuração das cargas suportadas.

A partir da Eq.(2), obtém-se uma carga de compressão admissível equivalente a 535,39 N ou 54,57 kgf. E a tração admissível é equivalente a 6,56 KN ou 566,77 Kgf. Como a tensão de tração é bem maior que a de compressão, a ruptura ocorreu por compressão pois a resistência da estrutura a esse tipo de esforço aplicado é consideravelmente menor.

O coeficiente de 1,5 foi adotado em virtude de erros manuais nos processos de corte e colagem dos palitos, considerando imperfeições dos palitos, como diferenças nos seus respectivos comprimentos e áreas de seções transversais, bem como apresentação de aspecto mais frágil por alguns palitos, o que pode levar a uma ruptura da ponte por uma carga inferior à calculada.

Para as barras submetidas ao maior esforço de compressão, supracitadas, a carga crítica resultou em um valor de 2026,50 N ou 206,54 kgf, o que significa que a flambagem não comanda o processo de ruptura, pois a carga crítica corresponde a um valor maior ao valor encontrado pela verificação expressa pela Eq.(2), com caso da compressão.

Com isso, a carga máxima suportada pela treliça é de 535,39 N, podendo ocorrer a ruptura da estrutura. Porém, deve-se salientar que os cálculos foram realizados para apenas uma treliça constituinte da ponte e, por isso, deve-se multiplicar o valor da carga por dois, para abranger a face oposta. Assim, chega-se a uma carga de 54,57 kgf.

A ponte construída pode ser visualizada na Figura 6:



Figura 6. Treliça componente de uma parte lateral da ponte

Fonte: Acervo pessoal

Para a análise numérica no ANSYS®.Inc 19.1 foi utilizado a análise estática estrutural, e a geometria da ponte foi importada e incorporada na análise. Após a inserção da geometria, foi feita a criação da malha no método de varredura, porém, com a limitação do pacote estudantil de análise estrutural do mesmo, portanto pode-se gerar malhas com até 32 mil nós. Foi utilizada uma malha quadriculada com a quantidade de nós de 30344. O Detalhe da malha pode ser visualizada na Figura 7.

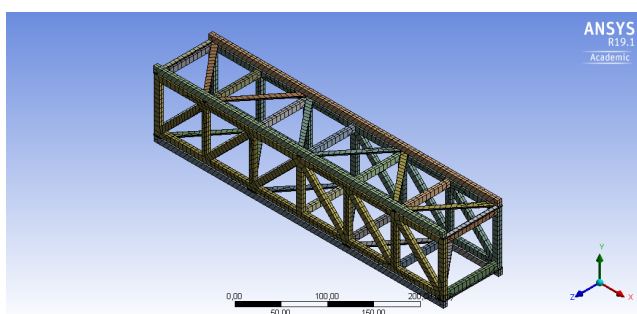


Figura 7. Detalhe da execução da malha

Fonte: Adaptado *software* ANSYS®

Em seguida, foram adicionadas as condições de contorno dos apoios, das propriedades da madeira do palito e a força estimada acima, no valor aproximado de 550 N. Com os resultados pode-se reafirmar a análise feita das áreas de tração nos banzos inferiores realizada no *software* Ftool.

Além disso podemos visualizar a compressão nos montantes, barras inclinadas e banzo superiores e pode-se observar que a estrutura tem pouca influência de flambagem e uma área de compressão no banzo superior, a qual poderá vir a ruir. Assim como pode ser visto na Figura 8 e Figura 9.

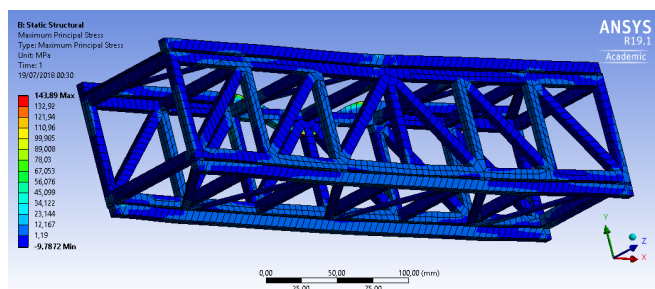


Figura 8. Análise de Tensões principais na ponte

Fonte: Adaptado *software* ANSYS®

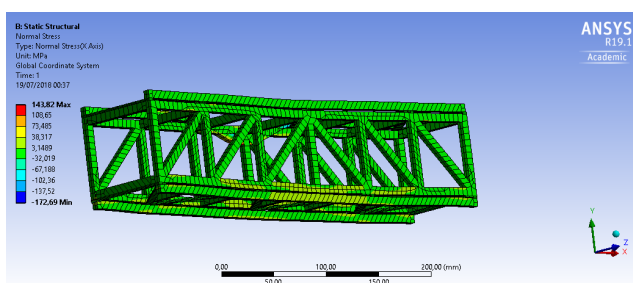


Figura 9. Análise de Tensões Normais

Fonte: Adaptado *software* ANSYS®

Para a análise acima foi feito com a carga aplicada nos nós e não com é previsto para ser feito no laboratório e a ponte também está sem a barra de aço CA 50 (que será inserida no ensaio), devido ao fato da consideração de que a barra irá distribuir o carregamento uniformemente nos nós.

Para expandir a abrangência do trabalho será feita uma tentativa de prever o ponto de ruptura da ponte pela análise numérica realizada nos softwares prevê-se que o ponto de ruptura de será na parte tracionada nos banzos inferiores. Possivelmente área de ruptura devido às emendas coladas no banzo superior, para ser mais exato devido a simetria da ponte a ruptura ocorrerá nas barras do banzo inferior de maior tração, área que poder ser visualizada na Figura 10. Podendo ocorrer de qualquer um dos lados devido a simetria.

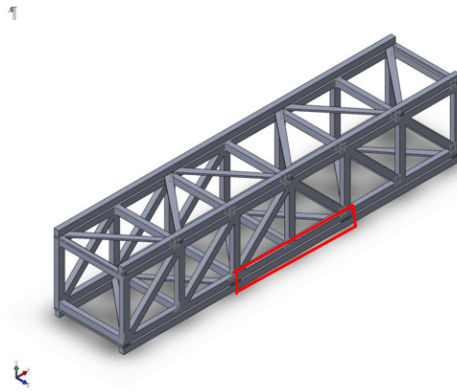


Figura 10. Área de possível ruptura
 Fonte: Adaptado *software* SolidWorks®

Finalizado as análises partiu para a parte experimental do estudo. Fazendo se o ensaio da ponte numa prensa de compressão de 30 toneladas universal. Fazendo o ensaio até levar a ponte a ruptura. Assim como mostrado na Figura 11.



Figura 11. Detalhe ruptura da ponte no ensaio de compressão
 Fonte: Acervo pessoal

A partir dos dados extraídos da prensa pode-se extrair o gráfico de Carga x Deslocamento. Assim como mostrado na Figura 12.

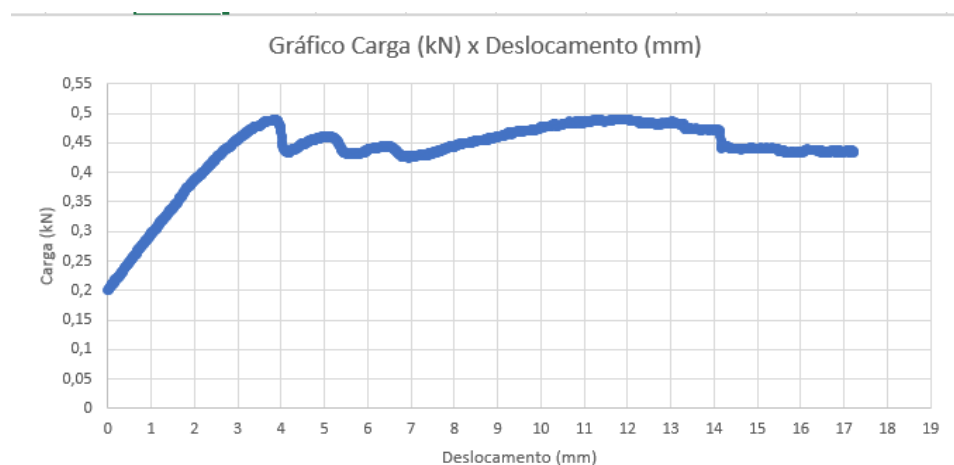


Figura 12. Gráfico Carga(kN) x Deslocamento (mm)
 Fonte: Acervo pessoal

Com o ensaio da ponte na prensa de compressão de 30 toneladas força universal verificou-se que a ruptura deu-se com uma carga de 0,421 kN. Além disso pode-se observar a efetividade do MEF usando como meio de análise do *software* ANSYS®. Inc visto que o lugar de ruptura previsto foi precisamente na base do banzo inferior e na base do montante. Também, obteve-se um resultado coerente visto que a previsão para o rompimento foi de 54,57 kgf e o valor de ruptura ensaiado de 50 kgf.

5 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por meio desse trabalho, possibilitou-se a verificação do processo construtivo da ponte de palito de picolé, tal como os princípios elementares da física e matemática abordados.

A criação de um protótipo apesar de aparentar ser um processo simples, contribuiu para uma gama de conhecimentos, visto que tem-se a necessidade de uma pesquisa das características dos materiais, tal como a análise dos benefícios e malefícios de diferentes geometrias utilizada. Nesse mesmo estudo é executado um projeto palpável, de tal maneira que solidifica tópicos pertinentes que confrontam com confrontados com questões da área econômica, isto é, a necessidade de criar uma ponte duradoura, a qual contemple todas às demandas regionais aliado a um baixo custo.

Contribuiu também para a expansão de análise tanto no *software* Ftool® e ANSYS®. Inc possibilitando fazer a comparação dos dados obtidos nas duas conferindo os dados.

REFERÊNCIAS

ANSYS® Structural Analysis, Release 15.0, Help System. **Mechanical APDL Structural Analysis Guide**. ANSYS, Inc., Canonsburg, PA. 2013, p. 522.

BEER, F. P.; JOHNSTON, E. R. **Resistência dos Materiais**. Ed. Pearson Makron Books, 3ª ed., São Paulo, SP, 1995, 1255 p.

DUPLAT, Daniel Nascimento *et al.*. **Estudo de Ponte do Tipo Warren Modificada Utilizando Palitos de Picolé**. São Paulo: Unicamp: Faculdade de Engenharia Mecânica, 2008. Disponível em: <http://www.fem.unicamp.br/~assump/Projetos/2008/Proj_Ponte_Palitos.pdf>. Acesso em: 08 set. 2018.

SOUZA, M. F. S. M. , RODRIGUES, R. B. . **Sistemas estruturais de edificações e exemplos**. São Paulo: Unicamp: Faculdade de Engenharia Civil, 2008. Disponível em: <http://www.fec.unicamp.br/~nilson/apostilas/sistemas_estruturais_grad.pdf>. Acesso em: 08 set. 2018

THEOTO. **Theoto Produtos especificações técnicas Palitos de Picolé**. 2018. Disponível em: <<http://theoto.ind.br/palito-de-picole/>>. Acesso em: 04 set. 2018.

WEAVER, W. J.; JOHNSTON, P. R. **Finite Elements for Structural Analysis**. Ed. Prentice Hall Inc., New Jersey, 1984, 403 p.

EXERGIA HÍDRICA EM SISTEMAS REDUTORES DE PRESSÃO

Conrado Mendes Morais

Universidade Feevale, Instituto de Ciências
Exatas e tecnologia/Engenharia Mecânica
Novo Hamburgo – RS

Ângela B. D. Moura

Universidade Feevale, Instituto de Ciências
Exatas e tecnologia/Engenharia Mecânica
Novo Hamburgo - RS

Eduardo D. P. Schuch

Universidade Feevale, Instituto de Ciências
Exatas e tecnologia/Engenharia Mecânica
Novo Hamburgo - RS

Eduardo de M. Martins

Universidade Feevale, Instituto de Ciências
Exatas e tecnologia/Engenharia Mecânica
Novo Hamburgo - RS

RESUMO: A análise exergética evidencia a quantidade de trabalho útil disponibilizado, e a irreversibilidade que um determinado sistema ou processo possui, e o potencial energético que pode ser utilizado em processos secundários. Sistemas e processos que possuem dutos de água, com fluxo contínuo e válvulas de redução de pressão, desperdiçam grande quantidade de energia, que poderia ser direcionada e utilizada aumentando a eficiência de todo o sistema. Através da fundamentação teórica, e da obtenção de dados de processo, baseados nos catálogos dos fabricantes de

válvulas redutoras de pressão, este trabalho mostra uma avaliação exergética aplicada a sistemas redutores de pressão de sistemas de bombeamento de água. Foram calculados os resultados do balanço da taxa de exergia para volumes de controle e da exergia destruída, evidenciando assim a quantidade de energia disponível em cada processo, útil para reaproveitamento, e o que não pode ser utilizado. Os dados obtidos quantificaram a energia envolvida, e evidenciaram que estes processos podem se tornar mais eficientes energeticamente se utilizarem essa energia que está sendo desperdiçada.

PALAVRAS-CHAVE: Exergia, aproveitamento energético, Eficiência energética, termodinâmica.

WATER EXERGY IN PRESSURE REDUCING SYSTEMS

ABSTRACT: The exergetic analysis shows the amount of useful work available, and the irreversibility of a certain system or process, and consequently, the energetic potential that can be used in secondary processes. Systems and processes that have continuous flow of water and pressure reduction valves waste large amounts of energy that could be directed and used increasing the efficiency of the entire system. Based on the theoretical basis and the

process data, obtained in the catalogs of the pressure reducing valve manufacturers, this work shows an exergetic evaluation applied to pressure reducing systems of water pumping systems. The results of the balance of the exergy rate for control volumes and destroyed exergy were calculated, thus showing the amount of energy available in each process, useful for reuse, and the amount that cannot be used. The data obtained quantified the energy involved, and showed that these processes can become more energy efficient if they use this energy that is being wasted.

KEYWORDS: *Exergy, energy efficiency, thermodynamics.*

1 | INTRODUÇÃO

O Brasil tem o recurso hídrico como a principal fonte para a geração de energia elétrica, atingindo 68% de participação na matriz energética, oriundos de centrais hidrelétricas. A indústria é o setor com maior consumo de energia elétrica, e o estudo de eficiência e disponibilidade energética torna-se importante para que a utilização dos recursos disponíveis seja o mais eficiente possível, evitando desperdícios e custos desnecessários (ANEEL, 2015).

As empresas de saneamento possuem grande demanda de recursos hídricos, principalmente em sistemas de bombeamento, que envolvem, em muitos casos, estações redutoras de pressão. As estações redutoras de pressão, envolvem vazões de água consideráveis e promovem a redução da pressão para as linhas de distribuição, através de válvulas, que impõe ao sistema uma perda de energia (perda de carga). A questão que surge está relacionada a possibilidade e viabilidade técnica de aproveitamento desta energia.

Assim o objetivo deste estudo é realizar uma avaliação da exergia disponível e da exergia inaproveitável dos sistemas hídricos, que atravessam um sistema redutor de pressão, fundamentados nos conceitos termodinâmicos, identificando a possibilidade e disponibilidade de aproveitando desta energia. Ainda gerar um padrão de análise e parâmetros de comparação para sistemas similares, que possam representar de forma analítica os resultados obtidos.

Uma análise exérgica pode evidenciar diversas oportunidades de direcionamento e aproveitamento dessa energia, inclusive embasar análises técnicas e econômicas de projetos, que quando viáveis se tornam excelentes aliados no que tange à eficiência energética e redução de custos nos processos industriais, objetivos comuns da gestão energética. Na literatura são encontrados trabalhos que evidenciam o uso da eficiência exérgica como critério de comparação entre processos que pode ajudar a entender os benefícios de usar uma ou outra alternativa em comparação com o ponto de vista energético tradicional. (Ko, 2006; Rosen et al., 2008; Dincer e Ratlamwala, 2013; Gassner e Marechal, 2013; Bechara et al., 2016; Quiroz et al., 2018).

2 | FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A fundamentação teórica baseia-se nos conceitos de termodinâmica, que sequencialmente envolvem o estudo da primeira e da segunda lei da termodinâmica, além de reversibilidade e irreversibilidade dos sistemas, que são as bases conceituais e métricas para que a exergia possa ser calculada. São apresentadas informações que possibilitam aprimorar o entendimento dos temas envolvidos, e possibilitar embasar de forma concreta e mensurável os resultados das análises realizadas.

A primeira lei da termodinâmica, também conhecida como princípio de conservação de energia, oferece uma base eficiente de estudo sobre as interações e diferentes formas de energia que envolvem calor (energia interna), trabalho (energia cinética) e energia potencial. Evidencia também que a energia não pode ser criada nem destruída durante um processo, ela pode apenas mudar de forma (ÇENGEL E BOLES, 2013).

Baseados nestes conceitos de primeira lei da termodinâmica de conservação de energia, ainda segundo Çengel e Boles (2013), a variação total de energia (ΔE) de um determinado sistema, é calculada pela soma da variação das energias interna (ΔU), da energia cinética (ΔE_C) e da energia potencial (ΔE_P), conforme Equação 1.

$$\Delta E = \Delta U + \Delta E_C + \Delta E_P \quad (1)$$

Um dos termos mais relacionados à termodinâmica é a eficiência. Neste caso (eficiência energética) indica com qual efetividade o processo de transferência ou conversão de energia foi realizado. O índice de eficiência (Equação 2) se dá pela relação do resultado desejado ou obtido pelo fornecimento necessário (neste caso de energia) (BORGNAKKE; SONNTAG, 2009).

$$\text{Eficiência} = \frac{\text{Resultado desejado/obtido}}{\text{Fornecimento necessário}} \quad (2)$$

Segundo Çengel e Boles (2013), durante o estudo da primeira lei da termodinâmica, entende-se que a energia de um processo não pode ser criada nem destruída, apenas muda de forma. Já da segunda lei da termodinâmica, compreende-se que a energia gerada por determinado processo tem direção determinada, e possui qualidade e quantidade. E para que o processo ocorra, é necessário que ele satisfaça tanto a primeira lei quanto a segunda lei da termodinâmica.

A segunda lei da termodinâmica tem papel fundamental na engenharia, uma vez que determina a qualidade de determinado processo, o que pode definir a sua viabilidade ou não. Também é possível avaliar o nível de degradação da energia durante o processo, auxiliando nesta análise (ÇENGEL E BOLES, 2013).

Um dos usos mais importantes dentro da segunda lei da termodinâmica é a determinação do melhor desempenho teórico do sistema, para que possa ser comparado com o real. Nesta análise é necessário entender que teoricamente todos os processos reais são irreversíveis, o que significa que não podem retornar ao seu estado inicial, devido a diversos fatores que não o deixam retornar ao mesmo estado, como exemplo atrito, expansão não resistida, transferência de calor, deformação, etc. (MORAN et al. 2013).

2.1 Trabalho reversível e irreversível (destruição da energia)

Trabalho reversível (W_{rev}) é definido como o máximo de trabalho útil produzido quando um sistema passa por um processo, entre os estados inicial e final especificados. Quando o estado final é morto (ou seja, em condições ambientes de temperatura e pressão), o trabalho reversível é o mesmo que a exergia. O trabalho reversível representa a quantidade mínima de trabalho que o sistema precisa para executar determinado processo. (KO, 2006; MORAN et al. 2013).

As diferenças entre o trabalho reversível (W_{rev}) e o trabalho útil (W_u), ou máxima energia que pode ser aproveitada, ocorrem em função da exergia destruída ou não aproveitada durante o processo (que é também chamada de Irreversibilidade do processo) e é expressa conforme Equação 3:

$$I = W_{rev, sai} - W_{u, sai} \quad \text{ou} \quad I = W_{u, ent} - W_{rev, ent} \quad (3)$$

A irreversibilidade será sempre positiva para todos os processos reais (irreversíveis), pois $W_{rev} \geq W_u$ para sistemas que produzem trabalho, e $W_{rev} \leq W_u$ para os sistemas que consomem trabalho. Esta irreversibilidade pode ser entendida com o potencial de trabalho desperdiçado pelo sistema, ou então uma oportunidade perdida de realizar trabalho, representando a energia que não foi convertida. Quanto menor a irreversibilidade, maior o trabalho produzido, e consequentemente melhor o desempenho do sistema (MORAN et al. 2013).

2.2 Exergia

A Exergia pode ser entendida como a energia disponível e útil de determinada fonte. É o máximo de trabalho útil que pode ser retirado desta.

Sabe-se da importância do trabalho para a geração de energia, e todos os processos consequentes dessa demanda. Porém existem diversas fontes com potencial energético elevado, mas sem condições de aproveitar da melhor forma possível essa energia. É nesse contexto que se insere a exergia e os demais estudos decorrentes desta: para determinação da quantidade de energia útil que pode ser extraída de determinada fonte ou processo, importante na determinação da viabilidade

dos aproveitamentos.

Análises exergéticas podem ser ferramentas para entender e orientar o gerenciamento de recursos naturais e do meio ambiente, que são também objetivos da gestão da energia nas empresas.

Na abordagem da primeira lei da termodinâmica, verifica-se que a energia, não pode ser destruída nem criada. Na segunda lei da termodinâmica trata-se da qualidade da mesma, das perdas, e das oportunidades não completas para a conversão em trabalho, e do rendimento que se extrai de determinado processo. Dela deriva-se o conceito de disponibilidade de trabalho, ou seja, a Exergia (ÇENGEL E BOLES, 2013).

A exergia não representa toda a quantidade de trabalho que o sistema produz, mas sim a quantidade útil de energia desse sistema, e sempre haverá uma diferença entre a exergia e o trabalho real produzido. Estas lacunas que se criam, representam oportunidades de melhoria e fontes de possíveis melhorias e aperfeiçoamentos de processos.

Segundo ÇENGEL E BOLES (2013), o cálculo da Exergia) de um sistema, Equação 4, se dá pela soma da variação da energia interna $(U - U_0)$, da variação da velocidade vezes a pressão inicial do sistema $(P_0 (V - V_0))$ menos a variação de entropia vezes a temperatura inicial $(T_0 (S - S_0))$, além da energia cinética $(\frac{V^2}{2})$ e da energia potencial (gz). Sendo representada abaixo:

$$E = (U - U_0) + P_0 (V - V_0) - T_0 (S - S_0) + \frac{V^2}{2} + gz \quad (4)$$

Para o caso específico de um fluxo permanente através de uma tubulação, a análise é feita através do balanço da taxa de energia para um volume de controle, Equação 5:

$$\sum \left(1 - \frac{T_0}{T_k}\right) \dot{Q}_k - (\dot{W} - P_0 (V - V_0)) + \sum_{ent} \dot{m}\psi - \sum_{sai} \dot{m}\psi - \dot{X}_{destruída} = \frac{dX_{vc}}{dt} \quad (5)$$

Onde $(\sum (1 - \frac{T_0}{T_k}) \dot{Q}_k)$ é a exergia por transferência de calor, sendo $\frac{T_0}{T_k}$ a diferença das temperaturas do processo e Q_k a taxa de fluxo. A exergia relacionada à taxa de trabalho do sistema é (\dot{w}) , e a variação de velocidade pela pressão inicial é representada por $(P_0 (V - V_0))$.

Além destes termos, considera-se também a diferença entre a relação das exergias de entrada e saída associadas ao transporte de massa $(\sum_{ent} \dot{m}\psi - \sum_{sai} \dot{m}\psi)$, onde ψ é a exergia de fluxo para volumes de controle em escoamento permanente. Subtrai-se por fim a taxa de exergia destruída representada por $\dot{X}_{destruída}$, que é a quantidade de energia que não pode ser aproveitada (MORAN et al. 2013).

3 | METODOLOGIA

Para o estudo de caso foi realizada uma pesquisa bibliográfica, para aprofundamento e ampliação de conhecimento a respeito dos conceitos fundamentais de termodinâmica, como primeira e segunda lei, trabalho reversível e irreversível, e exergia. Além das literaturas específicas da termodinâmica, artigos que contemplam estudos acerca dos assuntos abordados, disponíveis em portais direcionados a este tipo de pesquisa também foram utilizados.

Com base nos conceitos estudados, foram escolhidos processos baseados nas faixas de operação oferecidas em catálogos de fabricantes de válvulas redutoras de pressão, onde foram aplicadas as fórmulas para o cálculo do balanço da taxa de exergia e irreversibilidade do sistema, para demonstrar a quantidade de energia que poderia ser aproveitada em outro processo secundário, como por exemplo para geração de energia elétrica. As entalpias (h) e entropia (s) foram calculadas através do *software* livre Minirefprop, para os dados de pressão e temperatura da água.

Os dados e especificações de processo utilizados nos cálculos foram retirados dos catálogos dos fabricantes de válvulas redutoras de pressão, marcas conhecidas no mercado como Valloy e Berluto (Valloy, 2018; Berluto, 2018).

4 | RESULTADOS

Para o cálculo de balanço de exergia do sistema, foi selecionada uma válvula redutora de pressão da marca Valloy, série 200, com dados de processo retirados do catálogo do fabricante. Com pressão de entrada de 10kgf/cm² e pressão de saída 3 kgf/cm². A vazão para o sistema é de 260 m³/h, e o diâmetro da válvula é de 250mm. A temperatura considerada é a ambiente padrão, 25°C.

A fórmula (Equação 6) utilizada foi (conforme anteriormente especificada na fundamentação teórica):

$$\sum \left(1 - \frac{T_0}{T_k}\right) \dot{Q}_k - (\dot{W} - P_o (V - V_o)) + \sum_{ent} \dot{m} \psi - \sum_{sai} \dot{m} \psi - \dot{X}_{destruída} = \frac{dX_{vc}}{dt} \quad (6)$$

Em função de não ter variação de temperatura, fluxo, velocidade e trabalho (que depende também da velocidade) nas respectivas exergias, estes elementos tendem a zero e foram desconsiderados na resolução. A diferença entre os somatórios de fluxo de massa vezes as exergias de entrada e saída foram simplificados, conforme Equação 7.

$$\frac{dX_{vc}}{dt} = \dot{m} (\psi_{ent} - \psi_{sai}) - \dot{X}_{destruída} \quad (7)$$

Resultando na fórmula a seguir, Equação 8:

$$\frac{dX_{vc}}{dt} = \rho Av ((h_1 - h_2) - T_o(s_1 - s_2)) - T_o(s_2 - s_1)$$

$$0,36487 \frac{\text{kJ}}{\text{kgK}} \cdot 0,05 \text{ m}^2 \cdot 1,44 \frac{\text{m}}{\text{s}} \left(\left(105,11 \frac{\text{kJ}}{\text{kg}} - 104,47 \frac{\text{kJ}}{\text{kg}} \right) - 298 \text{ K} \right. \\ \left. \left(0,36487 \frac{\text{kJ}}{\text{kgK}} - 0,36505 \frac{\text{kJ}}{\text{kgK}} \right) \right) - 298 \text{ K} \left(0,36505 \frac{\text{kJ}}{\text{kgK}} - 0,36487 \frac{\text{kJ}}{\text{kgK}} \right)$$

(8)

Resultado do balanço da taxa de exergia para volume de controle em regime permanente, conforme Equação (9):

$$\frac{dX_{vc}}{dt} = 45,97 \frac{\text{kJ}}{\text{s}} \text{ ou } 45,97 \text{ kW}$$

(9)

Sendo esta a energia passível de aproveitamento. A irreversibilidade do sistema, ou seja, a energia que não pode ser utilizada, em função das perdas do sistema é dada pela Equação 11:

$$\dot{X}_{destruída} = T_o(s_2 - s_1)$$

$$\dot{X}_{destruída} = 298 \text{ K} \left(0,36505 \frac{\text{kJ}}{\text{kgK}} - 0,36487 \frac{\text{kJ}}{\text{kgK}} \right)$$

$$\dot{X}_{destruída} = 0,054 \frac{\text{kJ}}{\text{kg}}$$

(11)

Os dados utilizados do processo, foram especificados no catálogo do fabricante, supondo a definição de um determinado equipamento, e a mesma análise pode ser utilizada para criar facilmente novos dados referentes a processos análogos, evidenciando a quantidade de energia disponível nos processos.

Na Tabela 1 são apresentados resultados dos cálculos baseados em dados de processo e configuração de válvulas redutoras de pressão para sistemas hídricos. Foram calculados e especificados os resultados do balanço da taxa de exergia e da exergia destruída nos padrões de processos baseados em dados de pressões de entradas e saídas informadas nos catálogos dos fabricantes (Valloy, 2018; Berluto, 2018).

Diâmetro da Válvula (mm)	Pressão de Entrada (Mpa)	Pressão de Saída (Mpa)	Vazão (m ³ /s)	Taxa de Exergia (kJ/s ou kW)	Exergia destruída (kJ/kg)
500	1	0,343	0,1	65,82	0,05
400	1,6	0,4	0,08	95,81	0,09
150	2	0,4	0,05	79,75	0,12
50	2,5	0,5	0,003	5,84	0,15

TABELA 1. Balanço de Taxa de Exergia e Exergia destruída para diferentes situações de quedas de pressão em sistemas de bombeamento.

Fonte: Autor (2018).

Para os dados considerados para a Tabela 1, a taxa de exergia representa a energia passível de aproveitamento evidenciando a quantidade de energia disponível nos processos de redução de pressão em sistemas de bombeamento de água.

5 | CONCLUSÕES

O trabalho mostrou uma investigação da exergia em sistemas redutores de pressão de fluxos hídricos. Os resultados evidenciaram a disponibilidade de energia que pode ser direcionada e utilizada em processos secundários e complementares, para o aumento da eficiência energética de todo o sistema envolvido.

A avaliação exérgica apresenta-se como uma eficiente ferramenta para avaliação mais precisa e assertiva do rendimento de determinados processos, pois considera também nos cálculos a irreversibilidade do processo, ou seja, aquela quantidade de energia que não pode ser utilizada, que é perdida pelo sistema, devido aos processos envolvidos, demonstrando assim dados reais e mais concretos de todo o sistema.

Para aumentar a eficiência energética e a sustentabilidade dos processos, a análise exérgica é determinante para evidenciar os diversos pontos de melhoria e aproveitamento dos recursos disponíveis, para que soluções inovadoras sejam criadas e desenvolvidas, visando sempre processos mais eficientes.

Com base neste estudo realizado é possível dar continuidade em estudos e avaliações para o aproveitamento dessa energia disponibilizada pelo sistema, em casos reais de companhias de saneamento, para que esta seja utilizada de forma mais eficiente, e reduza o desperdício, aumentando a eficiência de todo o processo. Pode-se também relacionar a intenção de criar sistemas secundários como a geração de energia elétrica, o que efetivamente pode influenciar no retorno financeiro em forma de redução de custos por utilização de energia elétrica gerada, que pode alimentar determinado parte de um processo ou equipamento.

Existe grande dependência de recursos hídricos, seja em saneamento ou plantas industriais, que utilizam este tipo de processo estudado, e o aproveitamento dessa energia é fundamental para que se possa cada vez mais utilizar este recurso de forma racional e mais eficiente, evitando qualquer desperdício existente no processo.

REFERÊNCIAS

ANEEL, Agência Nacional de Energia Elétrica, **Atlas de energia elétrica do Brasil**, 2. ed. – Brasília, Brasil: ANEEL, 2005. 243 p.

Balço Energético Nacional. 2017. Disponível em: <https://ben.epe.gov.br/downloads/Relatorio_Final_BEN_2017.pdf>. Acesso em: 20 set. 2018.

BECHARA, Rami et al. **Methodology for the design and comparison of optimal production configurations of first and first and second generation ethanol with power**. Disponível em: <<https://doi-org.ez310.periodicos.capes.gov.br/10.1016/j.apenergy.2016.09.100>>. Acesso em: 27 set. 2018.

BERLUTO, **Riduttori di Pressioni in acciaio inox** (dados do fabricante). Disponível em: <<https://www.mcastrumenti.it/pdf/riduttori-di-pressione-acciaio-acqua-di-mare.pdf>>. Acesso em: 27 set. 2018.

BORGNACKE, Claus; SONNTAG, Richard E. **Fundamentos da Termodinâmica**. 7. ed. São Paulo, Brasil: Blucher, 2009. 462 p.

CERQUEIRA, Sérgio A. **Métodologias de análises termodinâmica de sistemas**. Monografia do Curso de Engenharia Mecânica (Departamento de energia) – Universidade Estadual de Campinas, 163 p., 1999.

COLOMBO, Marina F. **Valutazione exergetica di um giacimento di idrocarburi**. Tesi di Laurea in Ingegneria Energetica – Politecnico di Milano, 132 p., 2012.

ÇENGEL, Yunus A.; BOLES, Michael A. **Termodinâmica**. 7. ed. Porto Alegre, Brasil: AMGH, 1019 p., 2013.

DINCER, Ibrahim; RATLAMWALA, T.A.H. Ratlamwala. **Importance of exergy for analysis, improvement, design, and assessment**. Disponível em: <<https://doi.org/10.1002/wene.63>>. Acesso em: 27 set. 2018.

GUIZONI, Valeria H. **Dispositivos de geração hídrica**. Monografia do Curso de Engenharia Eletrônica - Universidade Feevale, Novo Hamburgo, 59 p., 2016.

KOTAS, T. J. **The Exergy Method of Thermal Plant Analysis**. Malabar, Florida: Krieger, 320 p., 2015.

MARECHAL, François; GASSNER, Martin. **Methodology for the design and comparison of optimal production configurations of first and first and second generation ethanol with power**. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2017 p., 2013.

MORAN, Michael J.; SHAPIRO, Howard N.; BOETTNER, Daisie D.; BAILEY, Margaret B. **Princípios da Termodinâmica para Engenharia**. 7. ed. Rio de Janeiro, Brasil: LTC, 820 p., 2013.

NETTO, Luiz Ferraz. **Geradores de Energia Elétrica**. Disponível em <http://www.feiradeciencias.com.br/sala13/13_T02.asp>. Acesso: 25 de set. 2016.

PETRY, Magaly. **Análise Exergética de planta termelétrica de ciclo combinado**. Monografia do Curso de Engenharia Mecânica - Universidade Feevale, Novo Hamburgo, 128 p., 2015.

VALLOY, **Tecnologia em válvulas de alto rendimento** (fabricante de válvulas redutoras de pressão). Disponível em: <<http://www.valloy.com.br/default.asp>>. Acesso em: 23 set. 2018.

VALLOY, **Catálogo de dimensionamento de válvulas** (dados do fabricante). Disponível em: <<http://www.valloy.com.br/PDF/YTD01.pdf>>. Acesso em: 23 set. 2018.

ROSEN, Marc A.; DINCER, Ibrahim; KANOGLU, Mehmet. **Role of exergy in increasing efficiency and sustainability and reducing environmental impact**. Disponível em: <<https://doi-org.ez310.periodicos.capes.gov.br/10.1016/j.enpol.2007.09.006> CrossRefGoogle Scholar>. Acesso em: 28 set.2018.

SOBRE O ORGANIZADOR

HENRIQUE AJUZ HOLZMANN Professor da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR). Graduação em Tecnologia em Fabricação Mecânica e Engenharia Mecânica pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Mestre em Engenharia de Produção pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná Doutorando em Engenharia e Ciência do Materiais pela Universidade Estadual de Ponta Grossa. Trabalha com os temas: Revestimentos resistentes a corrosão, Soldagem e Caracterização de revestimentos soldados.

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



9 788572 474306