

ARMANDO DIAS DUARTE
(ORGANIZADOR)

Collection:

APPLIED CIVIL ENGINEERING 2

ARMANDO DIAS DUARTE
(ORGANIZADOR)

Collection:

APPLIED CIVIL ENGINEERING 2

Editora chefe

Profª Drª Antonella Carvalho de Oliveira

Editora executiva

Natalia Oliveira

Assistente editorial

Flávia Roberta Barão

Bibliotecária

Janaina Ramos

Projeto gráfico

Bruno Oliveira

Camila Alves de Cremona

Daphynny Pamplona

Luiza Alves Batista

Natália Sandrini de Azevedo

Imagens da capa

iStock

Edição de arte

Luiza Alves Batista

2022 by Atena Editora

Copyright © Atena Editora

Copyright do texto © 2022 Os autores

Copyright da edição © 2022 Atena Editora

Direitos para esta edição cedidos à Atena Editora pelos autores.

Open access publication by Atena Editora



Todo o conteúdo deste livro está licenciado sob uma Licença de Atribuição Creative Commons. Atribuição-Não-Comercial-NãoDerivativos 4.0 Internacional (CC BY-NC-ND 4.0).

O conteúdo dos artigos e seus dados em sua forma, correção e confiabilidade são de responsabilidade exclusiva dos autores, inclusive não representam necessariamente a posição oficial da Atena Editora. 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.

Todos os manuscritos foram previamente submetidos à avaliação cega pelos pares, membros do Conselho Editorial desta Editora, tendo sido aprovados para a publicação com base em critérios de neutralidade e imparcialidade acadêmica.

A Atena Editora é comprometida em garantir a integridade editorial em todas as etapas do processo de publicação, evitando plágio, dados ou resultados fraudulentos e impedindo que interesses financeiros comprometam os padrões éticos da publicação. Situações suspeitas de má conduta científica serão investigadas sob o mais alto padrão de rigor acadêmico e ético.

Conselho Editorial**Ciências Exatas e da Terra e Engenharias**

Prof. Dr. Adélio Alcino Sampaio Castro Machado – Universidade do Porto

Profª Drª Alana Maria Cerqueira de Oliveira – Instituto Federal do Acre

Profª Drª Ana Grasielle Dionísio Corrêa – Universidade Presbiteriana Mackenzie

Profª Drª Ana Paula Florêncio Aires – Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro

Prof. Dr. Carlos Eduardo Sanches de Andrade – Universidade Federal de Goiás

Profª Drª Carmen Lúcia Voigt – Universidade Norte do Paraná



Prof. Dr. Cleiseano Emanuel da Silva Paniagua – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás
Prof. Dr. Douglas Gonçalves da Silva – Universidade Estadual do Sudoeste da Bahia
Prof. Dr. Eloi Rufato Junior – Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Profª Drª Érica de Melo Azevedo – Instituto Federal do Rio de Janeiro
Prof. Dr. Fabrício Menezes Ramos – Instituto Federal do Pará
Profª Dra. Jéssica Verger Nardeli – Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho
Prof. Dr. Juliano Bitencourt Campos – Universidade do Extremo Sul Catarinense
Prof. Dr. Juliano Carlo Rufino de Freitas – Universidade Federal de Campina Grande
Profª Drª Luciana do Nascimento Mendes – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte
Prof. Dr. Marcelo Marques – Universidade Estadual de Maringá
Prof. Dr. Marco Aurélio Kistemann Junior – Universidade Federal de Juiz de Fora
Prof. Dr. Miguel Adriano Inácio – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais
Profª Drª Neiva Maria de Almeida – Universidade Federal da Paraíba
Profª Drª Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte
Profª Drª Priscila Tessmer Scaglioni – Universidade Federal de Pelotas
Prof. Dr. Sidney Gonçalo de Lima – Universidade Federal do Piauí
Prof. Dr. Takeshy Tachizawa – Faculdade de Campo Limpo Paulista



Diagramação: Daphynny Pamplona
Correção: Mariane Aparecida Freitas
Indexação: Amanda Kelly da Costa Veiga
Revisão: Os autores
Organizador: Armando Dias Duarte

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)	
C697	Collection: applied civil engineering 2 / Organizador Armando Dias Duarte. – Ponta Grossa - PR: Atena, 2022. Formato: PDF Requisitos de sistema: Adobe Acrobat Reader Modo de acesso: World Wide Web Inclui bibliografia ISBN 978-65-258-0174-2 DOI: https://doi.org/10.22533/at.ed.742222604 1. Civil engineering. I. Duarte, Armando Dias (Organizador). II. Título. CDD 624
Elaborado por Bibliotecária Janaina Ramos – CRB-8/9166	

Atena Editora
Ponta Grossa – Paraná – Brasil
Telefone: +55 (42) 3323-5493
www.atenaeditora.com.br
contato@atenaeditora.com.br



DECLARAÇÃO DOS AUTORES

Os autores desta obra: 1. Atestam não possuir qualquer interesse comercial que constitua um conflito de interesses em relação ao artigo científico publicado; 2. Declaram que participaram ativamente da construção dos respectivos manuscritos, preferencialmente na: a) Concepção do estudo, e/ou aquisição de dados, e/ou análise e interpretação de dados; b) Elaboração do artigo ou revisão com vistas a tornar o material intelectualmente relevante; c) Aprovação final do manuscrito para submissão.; 3. Certificam que os artigos científicos publicados estão completamente isentos de dados e/ou resultados fraudulentos; 4. Confirmam a citação e a referência correta de todos os dados e de interpretações de dados de outras pesquisas; 5. Reconhecem terem informado todas as fontes de financiamento recebidas para a consecução da pesquisa; 6. Autorizam a edição da obra, que incluem os registros de ficha catalográfica, ISBN, DOI e demais indexadores, projeto visual e criação de capa, diagramação de miolo, assim como lançamento e divulgação da mesma conforme critérios da Atena Editora.



DECLARAÇÃO DA EDITORA

A Atena Editora declara, para os devidos fins de direito, que: 1. A presente publicação constitui apenas transferência temporária dos direitos autorais, direito sobre a publicação, inclusive não constitui responsabilidade solidária na criação dos manuscritos publicados, nos termos previstos na Lei sobre direitos autorais (Lei 9610/98), no art. 184 do Código Penal e no art. 927 do Código Civil; 2. Autoriza e incentiva os autores a assinarem contratos com repositórios institucionais, com fins exclusivos de divulgação da obra, desde que com o devido reconhecimento de autoria e edição e sem qualquer finalidade comercial; 3. Todos os e-book são *open access*, *desta forma* não os comercializa em seu site, sites parceiros, plataformas de *e-commerce*, ou qualquer outro meio virtual ou físico, portanto, está isenta de repasses de direitos autorais aos autores; 4. Todos os membros do conselho editorial são doutores e vinculados a instituições de ensino superior públicas, conforme recomendação da CAPES para obtenção do Qualis livro; 5. Não cede, comercializa ou autoriza a utilização dos nomes e e-mails dos autores, bem como nenhum outro dado dos mesmos, para qualquer finalidade que não o escopo da divulgação desta obra.



APRESENTAÇÃO

A coleção de trabalhos intitulada “*Collection: Applied civil engineering 2*” é uma obra que tem como foco principal a discussão científica por intermédio de diversos trabalhos que compõe seus capítulos. O volume abordará de forma categorizada e interdisciplinar, pesquisas cujos resultados possam auxiliar na tomada de decisão, tanto no campo acadêmico, quanto no profissional.

Os trabalhos desenvolvidos foram realizados em instituições de ensino e pesquisa no Brasil. Nos capítulos apresentados, são encontrados estudos de grande valia nas áreas de materiais da construção civil, métodos numéricos e segurança. A composição dos temas buscou a proposta de fundamentar o conhecimento de acadêmicos (as), mestres (as) e todos (as) aqueles (as) que de alguma forma se interessam pela área da Engenharia Civil, através de temáticas atuais com resoluções inovadoras, descritas nos capítulos da coleção. Sendo assim, a divulgação científica é apresentada com grande importância para o desenvolvimento de toda uma nação, portanto, fica evidenciada a responsabilidade de transmissão dos saberes através de plataformas consolidadas e confiáveis, como a Atena Editora, capaz de oferecer uma maior segurança para os novos pesquisadores e os que já atuam nas diferentes áreas de pesquisa, exporem e divulgarem seus resultados.

Armando Dias Duarte

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1..... 1

A INFLUÊNCIA DA UTILIZAÇÃO DE CINZA PESADA COMO SUBSTITUIÇÃO AO AGREGADO MIÚDO NATURAL EM ARGAMASSA

André Valmir Saugo Ribeiro

Jéssyca Mendes da Silva

Eduardo Nobre Guindani

Julia Beatriz Saugo Milani

Philippe Jean Paul Gleize


 <https://doi.org/10.22533/at.ed.7422226041>

CAPÍTULO 2..... 13

MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DE REVESTIMENTOS CERÂMICOS EM FACHADAS: UM ESTUDO DE CASO

Francisca Evânia Carvalho

Aridenise Macena Fontenelle

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.7422226042>

CAPÍTULO 3..... 20


ANÁLISE DE MODELOS DE CÁLCULO DE PONTES COM MÚLTIPLAS VIGAS

Luís Gabriel de Moura

Daniele Martins

Isadora Paczek

Guilherme Alves Correa

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.7422226043>

CAPÍTULO 4..... 32


ANÁLISE DA FORÇA CORTANTE EM LAJES COM VIGOTAS TRELIÇADAS

Rodrigo Bender

Daniele Martins

Isadora Paczek

Guilherme Alves Correa

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.7422226044>

CAPÍTULO 5..... 45

COMPARAÇÃO DE ARMADURA MÍNIMA EM VIGAS PROTENDIDAS EM PÓS-TRAÇÃO ADERENTE COM CAD E CRF

Fernando Machado Parizi



 <https://doi.org/10.22533/at.ed.7422226045>

CAPÍTULO 6..... 58

MODOS DE FALHA EM BARRAGENS E O FENÔMENO DA LIQUEFAÇÃO

Rafaela Baldi Fernandes

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.7422226046>

CAPÍTULO 7.....	68
PRÉDIOS SOB AÇÃO DE TERREMOTO: ANÁLISE E PROJETO DE SISTEMA DE CONTROLE	
Denner Cirqueira Costa	
Wallysonn Alves de Souza	
 https://doi.org/10.22533/at.ed.7422226047	
CAPÍTULO 8.....	76
APLICAÇÃO DE INSTRUÇÕES TÉCNICAS DO CBMPA PARA AVERIGUAÇÃO DAS MEDIDAS DE SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO EM INSTITUIÇÕES DE ENSINO	
Flaviany Luise Nogueira de Sousa	
Nuria Pérez Gallardo	
Tamara Daiane de Souza	
 https://doi.org/10.22533/at.ed.7422226048	
SOBRE O ORGANIZADOR.....	88
ÍNDICE REMISSIVO.....	89

CAPÍTULO 1

A INFLUÊNCIA DA UTILIZAÇÃO DE CINZA PESADA COMO SUBSTITUIÇÃO AO AGREGADO MIÚDO NATURAL EM ARGAMASSA

Data de aceite: 01/04/2022

André Valmir Saugo Ribeiro

Doutorando, Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil, Universidade Federal de
Santa Catarina
Florianópolis/SC
<http://lattes.cnpq.br/0637952084591333>

Jéssyca Mendes da Silva

Doutoranda, Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil, Universidade Federal de
Santa Catarina
Florianópolis/SC
<http://lattes.cnpq.br/7605522261336752>

Eduardo Nobre Guindani

Mestre em Engenharia Civil, Universidade
Federal de Santa Catarina
Florianópolis – SC
<https://orcid.org/0000-0002-4207-1849>

Julia Beatriz Saugo Milani

Engenheira Civil, Universidade Tecnológica
Federal do Paraná
Pato Branco – PR

Philippe Jean Paul Gleize

Professor Doutor, Departamento de Engenharia
Civil, Universidade Federal de Santa Catarina -
Florianópolis/SC
<http://lattes.cnpq.br/1885352323857497>

RESUMO: A utilização da cinza pesada em seu estado bruto em substituição à areia natural em argamassas pode trazer benefícios ambientais e econômicos para os usuários, uma vez que não

é necessário realizar processos como queima ou moagem e proporcionar uma destinação para o rejeito. Sendo assim, este artigo visa analisar as propriedades do estado fresco e endurecido de argamassas produzidas com a substituição parcial de areia natural por cinza pesada não beneficiada. A utilização da cinza pesada foi feita em substituição em massa ao agregado miúdo natural nos teores de 0, 20%, 40% e 60%, utilizando uma faixa granulométrica entre 75 μm e 600 μm . Os resultados para o estado fresco mostraram que a com o aumento da porcentagem de utilização da cinza pesada aumentou a demanda por aditivo dispersante para obtenção de argamassas de mesma consistência. No estado endurecido infere-se que a cinza pesada possa ser utilizada em substituição parcial ao agregado natural sem gerar perda no desempenho da matriz cimentícia.

PALAVRAS-CHAVE: *Cimento Cinza pesada, argamassa, estado fresco e estado endurecido.*

THE INFLUENCE OF USING COAL BOTTOM ASH AS A SUBSTITUTE FOR NATURAL FINE AGGREGATE IN MORTAR

ABSTRACT: The use of coal bottom ash in its raw state as a substitute for natural sand in mortars can bring environmental and economic benefits to users, since it is not necessary to perform processes such as burning or grinding and provide a destination for the waste. Therefore, this article aims to analyze the properties of the fresh and hardened state of mortar produced with the partial replacement of natural sand with coal bottom ash not benefited. The use of heavy ash was made in mass substitution to the natural fine

aggregate in the contents of 0, 20%, 40% and 60%, using a size range between 75 μm and 600 μm . The results for the fresh state showed that the increase in the percentage of use of coal bottom ash increased the demand for dispersing additives to obtain mortars of the same consistency. In the hardened state, it is inferred that the coal bottom ash can be used in partial replacement to the natural aggregate without generating loss in the performance of the cementitious matrix.

KEYWORDS: Coal bottom ash, mortar, fresh state and hardened state.

1 | INTRODUÇÃO

A utilização de materiais que, geralmente, não têm uma destinação adequada, e que não comprometem as propriedades de matrizes cimentícias, têm sido objetos de pesquisas na área da construção civil. Esses materiais normalmente são utilizados conforme suas características, podendo ser utilizados em substituição ao ligante hidráulico e/ou aos agregados. Atualmente insumos como a cinza volante, escória granulada de alto-forno e *filler*, são empregados em substituição ao clínquer de cimento Portland para produção de cimentos com menor consumo de clínquer.

Entretanto um subproduto proveniente de usinas termelétricas que não tem uma destinação adequada, o qual é nocivo ao meio ambiente, é a cinza pesada. Essa cinza é resultado da queima a seco de carvão mineral. Este material tem características por ser um resíduo inorgânico grosso, poroso, com uma coloração cinza escura e com uma granulometria predominantemente de agregado miúdo (FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 1998).

A indústria da construção civil gera muitos impactos ambientais negativos, como por exemplo, a produção do clínquer que gera gases poluentes ao meio ambiente. Estima-se que para cada tonelada produzida de cimento Portland seja emitida uma tonelada de gases poluentes (MEYER, 2009). Entretanto, não é só a produção de clínquer que gera impactos ambientais negativos, a retirada de areia natural de leitos de rios também contribui para esse processo de degradação. Assim, um subproduto disponível no meio ambiente que possa substituir um agregado natural, o qual sua disponibilidade depende de ações prejudiciais ao meio ambiente, é de grande relevância.

Jaturakitakkul e Cheerarot (2003) Singh e Siddique (2014), relatam em seus estudos que a granulometria da cinza pesada é semelhante a granulometria de agregados miúdos naturais (como a areia). Além disso Singh (2018), mostra que o material passante da peneira 600 μm é cerca de 10% a 60% do total, e ainda que o material passante da peneira de 75 μm seria menos do que 15% do total.

Dessa forma, verifica-se que a utilização de um material que em substituição ao agregado natural que possa mitigar e/ou diminuir os impactos ambientais negativos ocasionados pelo processo de extração do agregado natural é ambientalmente relevante. Nesse contexto, justifica-se a importância e relevância dessa pesquisa que se propõe ao estudo das propriedades no estado fresco e endurecido de argamassas confeccionadas

com cinza pesadas não beneficiadas em substituição da areia natural.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

Os materiais utilizados no presente estudo foram: ligante hidráulico: cimento Portland CP V – ARI; areia fina natural; aditivo dispersante de terceira geração; água, proveniente do sistema de abastecimento de Florianópolis, Santa Catarina. O cimento Portland CP V – ARI (Alta Resistência Inicial) foi utilizado pois ele é o cimento com maior grau de pureza encontrado na região. A sua caracterização química e física está descrita na tabela 1.

Análise Física	
Massa específica (Kg/dm³)	3,09
Superfície específica de Blaine (cm²/g)	4698
Início de Pega (min)	217
Fim de Pega (min)	277
Análise Química	
Perda ao Fogo (%)	4,8
Resíduo insolúvel (%)	1,6
SiO ₂ (%)	17,5
Al ₂ O ₃ (%)	4,4
Fe ₂ O ₃ (%)	2,9
CaO (%)	59,9
C3S (%)	55,8
C2S (%)	9,96
C3A (%)	3,1
C4AF (%)	9,59

Tabela 1 - Caracterização Física e Química do cimento.

Os insumos foram obtidos através da colaboração de empresas da região de Florianópolis - Santa Catarina. Para a caracterização desses materiais foram feitos ensaios de granulometria e massa específica conforme a ABNT NBR NM 248 (2003) e ABNT NBR 6508 (1984). A massa específica da areia natural foi de 2,623 Kg/dm³ e a da cinza pesada foi de 1,779 Kg/dm³. A granulometria da areia utilizada está ilustrada na Figura 1.

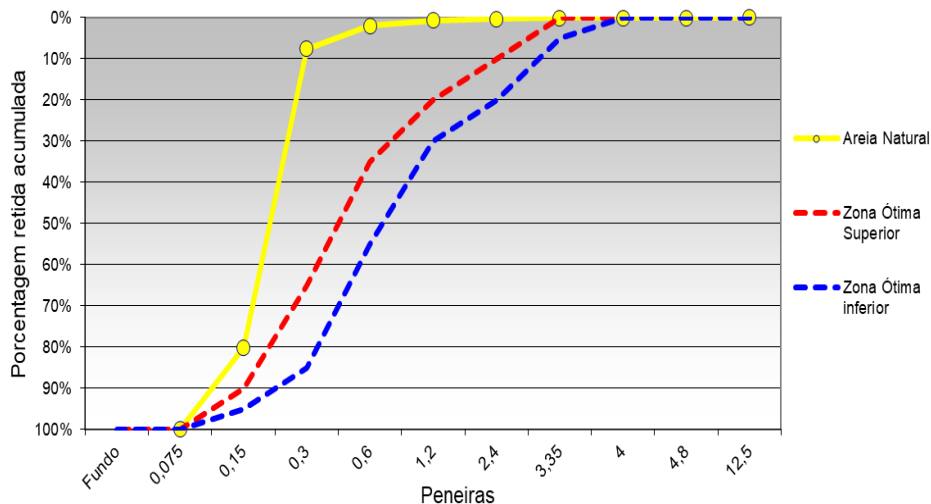


Figura 1 - Granulometria da areia natural.

O agregado miúdo utilizado no presente estudo é um agregado comumente utilizado pelas empresas da região da Grande Florianópolis - Santa Catarina. Geralmente ela é utilizada combinada com uma areia de britagem (areia artificial), entretanto decidiu-se utilizar somente a areia natural pois seu percentual de utilização é maior do que a de britagem. Assim, para melhor verificar a influência da substituição da cinza pesada em relação a areia natural utilizou-se somente a areia natural como agregado miúdo. O aditivo utilizado no estudo foi o dispersante de terceira geração MC Powerflow 4000, o qual foi obtido por meio de uma empresa que produz aditivos para misturas cimentícias.

O programa experimental foi planejado com o intuito de estudar as propriedades de argamassas cimentícias produzidas com cinza pesada não beneficiada em substituição a areia natural, tanto no estado fresco quanto endurecido. Para tal, foram produzidas argamassas com relação ligante/agregado miúdo 1:2 e 1:3, com substituições de cinza pesada (em massa) ao agregado miúdo nos teores de 20%, 40% e 60%. A figura 2, apresenta o resumo dos ensaios realizados nas argamassas produzidas com cinza pesada não beneficiada. Os procedimentos e detalhes de cada ensaio serão discutidos posteriormente.

As misturas foram realizadas em uma argamassadeira planetária de eixo vertical com o volume de mistura variando entre 1 e 1,5 litros. Após o procedimento de mistura, foram realizados os ensaios no estado fresco e, posteriormente, moldados corpos de prova (50x100mm) para os ensaios no estado endurecido na idade de 28 dias.

Em seguida, os CPs foram acondicionados em tanques contendo água e cal até a idade de execução dos ensaios no estado endurecido. Ainda, os exemplares foram capeados a fim de promover uma superfície de contato plana entre os corpos de prova e os pratos da prensa.

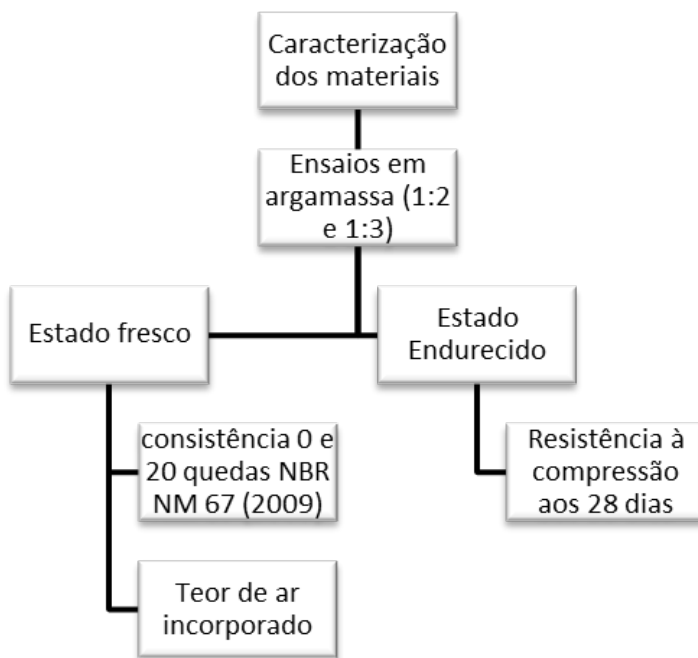


Figura 2 - Ensaio adotados para a determinação das propriedades no estado fresco e endurecido das argamassas.

No que tange a avaliação das propriedades no estado fresco das argamassas foi realizado o ensaio do índice de consistência conforme ABNT NBR 13276 (2016). O objetivo foi verificar a influência da substituição na consistência e trabalhabilidade da argamassa. Em relação aos ensaios no estado endurecido, foram realizados ensaios de resistência à compressão seguindo as diretrizes da ABNT NBR 13279 (2005).

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

Como a substituição de cinza pesada em relação ao agregado natural foi realizada em massa, e a massa específica da cinza pesada é menor do que a da areia natural, foi necessário realizar a correção dos traços para produção de 1 metro cúbico de argamassa. Os novos traços das argamassas estão apresentados na tabela 2.

Conforme pode ser verificado na tabela 2, as argamassas que tiveram substituição do agregado miúdo natural por cinza pesada, tiveram uma redução de consumo de cimento Portland em relação à argamassa de referência. Nota-se também que, o volume adicionado de cinza pesada é maior do que o volume retirado de areia natural, portanto o volume de mistura é modificado e consequentemente, a quantidade dos insumos para a sua produção.

Volume produzido real para 1000 litros				Volume produzido real para 1000 litros			
1:2	Composição em massa			1:3	Composição em massa		
	Referência	20%	40%		Referência	20%	40%
cimento (kg)	638,4	614,4	592,1	cimento (kg)	529,1	504,5	482,2
areia natural (kg)	1083,5	834,1	602,9	areia natural (kg)	1346,9	1027,5	736,4
cinza pesada (kg)	0	208,5	401,9	cinza pesada (kg)	0	256,9	491
água (kg)	380,2	365,8	352,6	água (kg)	315,1	300,4	287,1
Massa total (kg)	2102,1	2022,8	1949,4	Massa total (kg)	2191,1	2089,4	1996,7
volume produzido (l)	1000	1000	1000	volume produzido (l)	1000	1000	1000

Tabela 2 - Traço das argamassas estudadas.

3.1 Estado Fresco

A seguir, nas Figuras 3 e 4, são ilustrados os resultados para o ensaio de índice de consistência das argamassas produzidas. O índice de consistência da argamassa foi medido na mesa de espalhamento de argamassa sem nenhuma queda (consistência 0) e após 20 quedas (consistência 20).



Figura 3 - Ensaio de consistência das argamassas com 0 quedas.



Figura 4 - Ensaio de consistência das argamassas com 20 quedas.

Pode ser verificado que há um padrão no comportamento das argamassas, esse padrão indica que quanto maior a substituição em massa de areia natural por cinza pesada (CZ) menor será o espalhamento da argamassa. Esse comportamento pode ser explicado devido a massa específica da cinza pesada ser menor do que a massa específica da areia natural. Assim, quando se faz a substituição em massa de areia natural por cinza pesada coloca-se maior volume de sólidos para uma mesma mistura e assim diminui a fluidez do sistema, acarretando menores índices de consistências.

Ainda, ressalta-se que uma diminuição no espalhamento das argamassas com relação ligante:agregado miúdo 1:3 comparadas com as argamassas com relação 1:2, com mesmas relações água/cimento. Isso é esperado já que com a relação 1:3 se tem menor quantidade de água disponível no sistema em relação às argamassas com relação 1:2. Com menor quantidade de água disponível para lubrificar as partículas no sistema, deve haver uma diminuição no índice de consistência das argamassas.

Além disso, com os resultados do estado fresco pode-se traçar um gráfico relacionando a quantidade de ar incorporado pelas misturas com o teor de aditivo utilizado. Esse gráfico é ilustrado na Figura 5.

A figura 5 apresenta que a maior substituição de areia natural por cinza pesada exigiu maior quantidade de aditivo para atingir o espalhamento desejado. Isso pode ser explicado devido ao aumento do volume de sólidos da mistura gerado pela substituição. Além de que, sabe-se que a cinza pesada é um material poroso, portanto absorve maior quantidade de água do sistema e demanda maior quantidade de aditivo para atingir a mesma consistência. Mangi et al. (2019) indica que a superfície irregular e porosa do material contribui para o maior consumo de água para que a mistura atinja a mesma consistência.

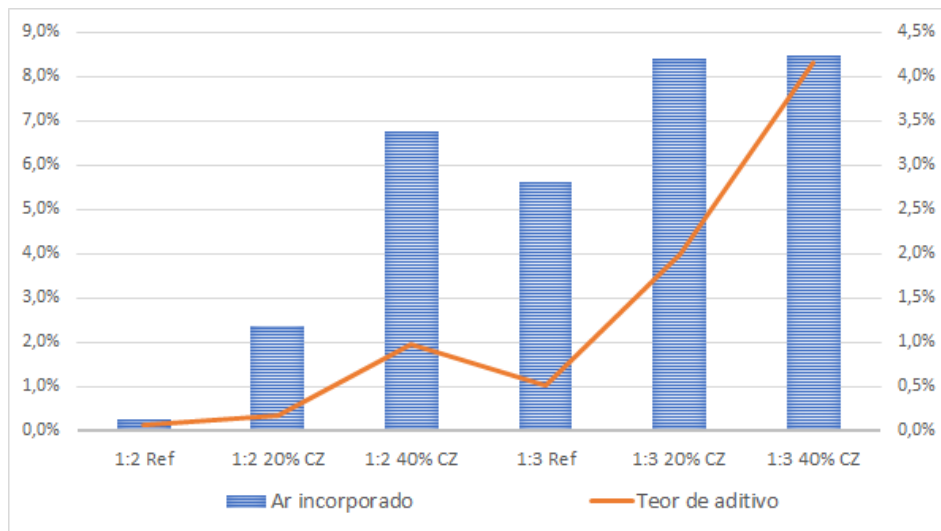


Figura 5 - Correlação entre teor de ar incorporado e quantidade de aditivo utilizado em cada argamassa.

Observa-se que o aumento da relação ligante:agregado miúdo acarretou em um aumento no consumo de aditivo. Isso se explica pela diminuição da água livre para lubrificar a mistura, já que para maiores relações ligante:agregado, com mesma relação água/cimento, ocorre a diminuição do ligante e água para um mesmo volume de mistura.

Verifica-se também que, o aumento do consumo de aditivo nas misturas causou uma tendência de aumento da incorporação de ar. Verifica-se que devido à demanda de grandes teores de aditivo superplastificantes as argamassas incorporaram grandes quantidades de ar. Collepardi (1976), Ramachandram e Malhotra (1998), afirmam que superdosagens de aditivos superplastificantes em matrizes cimentícias podem resultar em altos valores de ar incorporado. Segundo Raabe (1991) e Gjorv (1992), aditivos redutores de água de alta eficiência, como os superplastificantes, tendem a gerar maior incorporação de ar em concretos de alto desempenho. Sabe-se que uma maior incorporação de ar em uma matriz cimentícia pode resultar em redução nas suas propriedades mecânicas.

3.2 Estado endurecido

A seguir serão discutidos os ensaios de resistência à compressão das argamassas produzidas com e sem a substituição de cinza pesada. Os resultados do ensaio aos 28 dias são ilustrados na Figura 6.

Conforme pode ser verificado pelos resultados de resistência à compressão aos 28 dias na figura 6, houve uma tendência da argamassa produzida com a substituição de areia natural por cinza pesada no teor de 20% resultando em menor resistência à compressão do que as demais argamassas estudadas. Isso pode ser explicado pela diferença de massa

específica entre os agregados, que suscita em um traço mais pobre quando há a substituição de areia natural por cinza pesada. Sendo a substituição da areia por cinza pesada realizada em massa, e sendo a massa específica da cinza pesada menor em comparação à da areia, o volume de sólidos é maior na argamassa com cinza pesada em sua composição. Além disso, ensaios à compressão para idades mais avançadas podem resultar na diminuição da diferença da resistência à compressão das argamassas de referência e as com cinza pesada, isso porque, pode ocorrer atividade pozolânica com o passar do tempo para as argamassas com cinza pesada (CHERIAF, et al. 1999).

Assim, fez-se o desempenho de quilograma utilizado para produção de cada argamassa para atingir 1 Mpa de resistência à compressão. Esse índice de desempenho ajuda a identificar a mistura que apresenta os melhores resultados no quesito de resistência à compressão. Esses resultados são ilustrados na Figura 7.

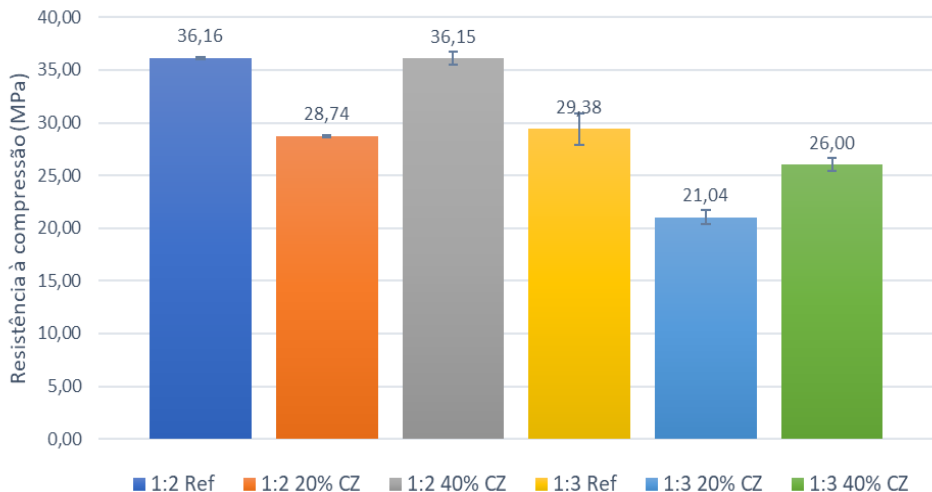


Figura 6 - Resultados de resistência à compressão das argamassas aos 28 dias.

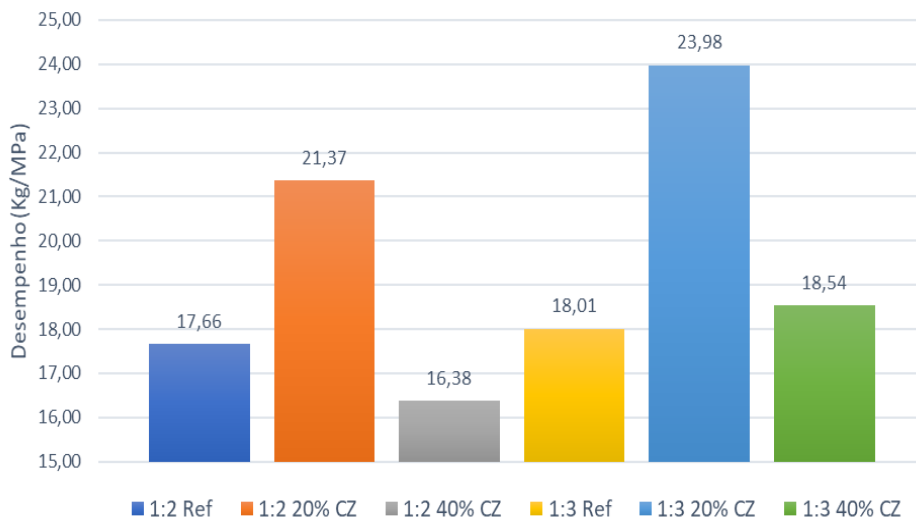


Figura 7 - Índice de desempenho da quantidade de cimento Portland utilizado para o ganho de 1 Mpa na resistência à compressão das argamassas aos 28 dias.

Como apresentado no gráfico da figura 7, após comparação entre a argamassa de referência e as argamassas com substituição do agregado miúdo natural por cinza pesada, nota-se que os maiores índices de desempenho entre as misturas foram resultado da substituição de 20% de areia natural por cinza pesada. Percebe-se também que o traço de 1:3 (ligante:agregado miúdo) apresentou maiores índices de desempenho se comparados individualmente com o traço 1:2 (ligante:agregado miúdo).

Quanto maior o valor do índice de desempenho da matriz cimentícia indica que a mistura necessita de maior quantidade de ligante hidráulico para atingir a mesma resistência à compressão aos 28 dias. Assim, verifica-se que, independente da relação ligante:agregado miúdo, a utilização de cinza pesada em argamassa em substituição em relação a massa de agregado miúdo resultou em aumento na demanda de cimento Portland para a substituição de 20% para atingir mesma resistência à compressão em relação à argamassa de referência. Ainda, pode-se verificar que para a substituição de 40% o desempenho da mistura foi o mesmo que a mistura de referência, independente da relação água/ligante utilizada. Segundo Abdulmatin et al. (2018) os finos da cinza pesada podem preencher poros menores que não eram preenchidos anteriormente e assim promovendo uma ação de refinamento de poros na matriz, o que pode acarretar em melhorias nas propriedades mecânicas e na durabilidade da mistura.

4 | CONCLUSÕES

Com os materiais e os métodos utilizados no presente estudo, os resultados da

pesquisa em questão inferiram que:

- A utilização cinza pesada em substituição parcial em massa ao agregado miúdo natural demandou maior quantidade de aditivo dispesante para obter mesma consistência do que a argamassa de referência;
- A argamassa produzida com 60% de substituição de agregado miúdo natural por cinza pesada não obteve mesma consistência das demais argamassas independentemente da quantidade de aditivo dispersante utilizado;
- O maior consumo de aditivo resultou em maior teor de ar incorporado pelas misturas;
- A substituição com 40% de substituição de agregado miúdo natural por cinza pesada obteve mesmo desempenho de resistência à compressão aos 28 dias para o mesmo consumo de cimento Portland.

REFERÊNCIAS

ABDULMATIN, A.; TANGCHIRAPAT, W.; JATURAPITAKKUL, C. An investigation of bottom ash as a pozzolanic material. *Construction and Building Materials*. Vol, 186. Pages,155–162. 2018. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.07.101>.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 6508**: Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR NM 67**: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone Rio de Janeiro, 1998.

_____. **NBR NM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

CHERIAF, M.; ROCHA, J. C.; PÉRA, J. Pozzolanic properties of pulverized coal combustion bottom ash. **Cement Concrete Research**. Vol, 29. Pages, 1387–1391. 1999. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(99\)00098-8](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00098-8).

COLLEPARDI, M. Assessment of the “rheoplasticity” of concretes. **Cement and Concrete Research**. v. 6, n.3, p. 401-408. 1976.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION: TURNER FAIRBANK HIGHWAY RESEARCH CENTER. User guidelines for waste and by-product material in pavement construction. United States Department of transport. 1998. Acesso em 02/12/2020. Disponível em : <https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/pavements/97148/008.cfm>.

GJORV, O. E. MALHOTRA, V. M. High strength concrete. *Advances in Concrete Technology*. In: (ed) . **Otawa: Energy Mines Resources**. p.21-78, 1992

JATURAPITAKKUL, C. CHEERAROT, R. Development of bottom ash as pozzolanic material. **Journal Materials Civil Engineering**. vol 15. p.48–53. 2003.[https://doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561\(2003\)15:1\(48\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2003)15:1(48)).

KLEE, H. The cement sustainability initiative. **Proceeding of Institution of Civil Engineers Engineering Sustainability**. Institute of Civil Engineers: London, UK, 2004.

MANGI, S. A.; WAN IBRAHIM, M. H.; JAMALUDDIN, N.; ARSHAD, M. F.; PUTRA JAYA, R. Shortterm effects of sulphate and chloride on the concrete containing coal bottom ash as supplementary cementitious material. **Engineering Science and Technology, an International Journal**. Vol, 22. Pages, 515–522. 2019. <https://doi.org/10.1016/j.jestch.2018.09.001>.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 2. ed. São Paulo: Ibracon, 2014.

MEYER, C. The greening of the concrete industry. **Cement Concrete Composites**. Volume 31, páginas 601–605, 2009.

RAABE, A. L. **Aditivos Superplastificantes em Concretos de Cimento Portland**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, Brasil, 144pg, 1991.

RAMACHANDRAN, V. S. MALHOTRA, V. M. **Superplasticizers: Properties and Applications in Concrete**. Capítulo 7. Pg 410 – 518. 1998. ISBN: 978-0660173931.

SINGH, M. Coal bottom ash, Waste Supplementary Cementitious Materials in Concrete: Characterisation, Properties and Applications. **Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering**. p. 3-50. 2018.<https://doi.org/10.1016/b978-0-08-102156-9.00001-8>.

SINGH, M. SIDDIQUE, R. Strength properties and micro-structural properties of concrete containing coal bottom ash as partial replacement of fine aggregate. **Construction and Building Materials**. vol 50. p.246–256. 2014.<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.09.026>.

CAPÍTULO 2

MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DE REVESTIMENTOS CERÂMICOS EM FACHADAS: UM ESTUDO DE CASO

Data de aceite: 01/04/2022

Francisca Evânia Carvalho

Engenharia Civil, Universidade Federal Rural
do Semiárido - UFRSA
Mossoró

Aridenise Macena Fontenelle

Engenharia Civil, Universidade Federal Rural
do Semiárido,

RESUMO: O revestimento cerâmico é utilizado na construção civil por suas possibilidades de aplicação, porém o uso deste material como revestimento em fachadas vem sendo cada vez mais estudado pelo surgimento de manifestações patológicas. Diante o exposto, objetivou, com o presente trabalho, estudar as principais patologias existentes nos revestimentos cerâmicos da fachada do Teatro Municipal Dix-Huit Rosado da cidade de Mossoró e discutir as possíveis causas que originaram. Este estudo foi dividido em duas etapas: A primeira consistiu em uma revisão de literatura. A segunda parte no estudo de caso em que se realizou vistorias no local, por meio de documentação fotográfica e aplicação de um questionário ao responsável pela construção da edificação. O estudo evidenciou que a principal patologia detectada nas fachadas do teatro foi o destacamento das pastilhas que de certa forma se generalizou nas fachadas, infelizmente trata-se de uma patologia grave, visto que pode provocar acidentes aos usuários que precisem transitar em torno do mesmo. Constatou-se a importância de manutenções preventivas e

a realização de ensaios em laboratórios para verificação das causas que provocaram a perda de aderência das pastilhas.

PALAVRAS-CHAVE: Patologia, revestimento cerâmico, fachadas.

ABSTRACT: Ceramic coating is used in civil construction because of its application possibilities, but the use of this material as a coating on facades has been increasingly studied due to the emergence of pathological manifestations. In view of the above, the present work aimed to study the main pathologies existing in the ceramic coatings of the facade of the Dix-Huit Rosado Municipal Theater in the city of Mossoró and to discuss the possible causes that originated. This study was divided into two stages: The first consisted of a literature review. The second part is the case study in which on-site inspections were carried out, through photographic documentation and application of a questionnaire to the person responsible for the construction of the building. The study showed that the main pathology detected on the facades of the theater was the detachment of the tiles that in a way was generalized on the facades, unfortunately it is a serious pathology, since it can cause accidents to users who need to transit around it. It was verified the importance of preventive maintenance and the performance of tests in laboratories to verify the causes that caused the loss of adhesion of the tablets.

KEYWORDS: Pathology, Ceramic coating, buildings.

1 | INTRODUÇÃO

Segundo Medeiros e Sabbatini (1999), as patologias decorrentes em revestimentos cerâmicos podem ocorrer por uma combinação de fatores tais como: fissuras e descolamentos podem ser causados devido a propagação de fissuras ocorridas na interface do revestimento com a estrutura, falta de reforço no substrato e nas juntas de controle, preenchimento inadequado das juntas de colocação, falta de argamassa de assentamento no verso das placas no processo de execução e também a não observação dos limites de tempo em aberto e tempo de ajuste dos materiais de assentamento.

Assim, tendo em vista que pesquisadores têm alertado acerca das manifestações patológicas existentes em revestimentos cerâmicos, sendo que casos de descolamentos de placas em fachadas tornou-se alvo de discussões no setor, pois o revestimento não aderido pode pôr em risco a vida de pessoas. É necessário estudos mais aprofundados que abordem as formas de manifestações e as causas das patologias bem como propor possíveis soluções. Dessa forma, este trabalho tem como objetivo estudar as patologias existentes nos revestimentos cerâmicos da fachada do Teatro Municipal Dix-Huit Rosado da cidade de Mossoró e discutir as possíveis origens destas manifestações patológicas no revestimento externo propondo medidas mitigadoras para as mesmas.

2 | MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DE REVESTIMENTOS CERÂMICO EM FACHADAS

Para Casimir (1994), apesar das formas de manifestações dos problemas patológicos analisados nas edificações, as origens dos surgimentos destas anomalias podem estar ligadas a diversos fatores, em consequência da grande complexidade dos vários subsistemas envolvidos aos processos construtivos. Assim, as falhas em geral, não ocorrem devido a uma única razão, mas provavelmente em decorrência de uma combinação das mesmas.

Segundo Campante e Sabbatini (2001) a maior parte das ocorrências de manifestações patológicas em revestimentos cerâmicos, podem ter sido ocasionadas devido à falta de compreensão das interfaces entre seus diversos componentes. Pois, essa falta de compreensão está relacionada às deficiências no conhecimento técnico de toda a cadeia produtiva, destacando as seguintes:

- a) Mão de obra não qualificada e sem treinamentos;
- b) fabricantes de materiais não preocupados com garantia, assistência técnica e informações de uso para seus produtos;
- c) projetistas sem conhecimentos de suas responsabilidades;
- d) incorporadores não atentos ao real valor atribuído à relação entre custos de recuperação da manifestação patológica e o valor do bem a ser recuperado.

3 | MÉTODO CIENTÍFICO

Este estudo foi dividido em duas etapas: a primeira consistiu em uma revisão de literatura. A segunda parte no estudo de caso que segundo YIN (2010), é um método de pesquisa de cunho empírico que investiga fenômenos em seu contexto de vida real, com pouco controle do pesquisador sobre os eventos e onde a separação entre os fenômenos investigados e o contexto não são claramente definidos. Nesta fase da pesquisa, foram realizadas vistorias no local, por meio de documentação fotográfica e aplicação de um questionário ao responsável pela construção da edificação.

4 | RESULTADOS

MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DETECTADAS

A seguir serão apresentadas as principais manifestações patológicas observadas no revestimento cerâmico da fachada do teatro.

A figura 3, verifica-se que a pastilha cerâmica descolou, porém, a argamassa colante fica bem aderida a argamassa de regularização.



Figura 1-Destacamento do granito. Fachada principal.

Fonte: Autoria Própria (2020).

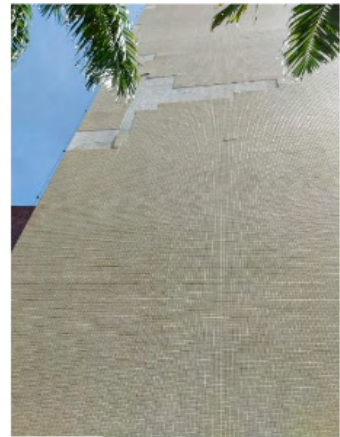


Figura 2-Destacamento das pastilhas cerâmicas. Fachada lateral esquerda.

Fonte: Autoria Própria (2020).



Figura 3-Descolamento. Fachada lateral direita.

ANÁLISE E DISCUSSÕES DAS PATOLOGIAS DETECTADAS

Observa-se que a principal patologia verificada é o descolamento das pastilhas cerâmicas nas fachadas do teatro, pode-se considerar que a ocorrência de tal anomalia é a de maior gravidade, visto que envolve a segurança de pessoas que estiverem nas proximidades do teatro, além da desvalorização do edifício, perdas das funções do revestimento entre outros fatores.

Para o surgimento dessa patologia nos revestimentos cerâmicos de fachada, devemos analisar diversos fatores que podem ter sido as possíveis causas do problema. Como à falta de juntas de movimentação, expansão das placas cerâmicas, erros na especificação inadequada da placa cerâmica e argamassa colante. Conforme Ribeiro (2010) ressalta que:

Constato que, na maior parte dos casos, o destacamento ocorre por falhas no assentamento das placas cerâmicas, pelo preenchimento incompleto do verso das placas e pelo tempo em aberto excedido da argamassa colante.

De modo geral, a especificação das pastilhas cerâmicas para o uso e aplicação nas fachadas, eram adequadas para o ambiente, pois foi verificado o catálogo da empresa atlas e obtivemos diversas informações acerca de seu desempenho como a absorção de água $\leq 0,5\%$, classe de resistência a manchas (5), resistência ao gretamento, expansão por umidade $\leq 0,6$ mm/m.

De acordo com o Inmetro (2014) placa cerâmica para revestimento deve ter absorção de água $\leq 0,5\%$ para os porcelanatos esmaltados. Pode-se verificar que as especificações do fabricante estão de acordo com o recomendado. Após análises, foi verificado que a argamassa colante saia intacta mesmo tendo cordões. Sendo assim, seria necessário realizar o ensaio de arrancamento para chegarmos à conclusão se o problema não poderia ser no reboco e na placa cerâmica, mais possivelmente, está ligado a um problema de aderência. Nas que destacaram, os cordões não são vistos de forma perfeita, caso contrário, poderia ter ocorrido erros de execução, afinal os cordões devem ser desmanchados ao executar.

Outro ponto em questão seria o tempo em aberto excedido da argamassa colante, o tempo compreendido entre a execução e o instante que ela começa a perder a aderência pela formação de uma película. Caso seja assentado a peça cerâmica sobre esta película, os cordões serão esmagados, havendo perda de aderência entre a camada de fixação e a peça cerâmica e isto poderia ser uma das causas para o destacamento. No entanto, o engenheiro responsável pela execução da obra ressaltou que a argamassa colante utilizada era a recomendada para as pastilhas e que durante o processo de assentamento das placas cerâmicas os pacotes eram abertos um por vez, a fim de não ter problemas com o tempo em aberto.

Outro fator que pode propiciar o descolamento dos revestimentos cerâmicos de fachadas são as variações de tensões aos quais as fachadas estão submetidas. Mossoró é conhecido carinhosamente pela “terra do sol”. Seu clima é quente, a radiação solar é elevada e apresenta uma forte insolação no período diurno, e por volta das 16 horas começa a ter uma diminuição da radiação solar. Variações de temperatura podem ter contribuído para o descolamento das pastilhas. Já que as fachadas ficam submetidas a longos períodos de insolação, ocorrendo o aquecimento dos revestimentos cerâmicos e sua expansão e no período da noite há a diminuição de temperatura e consequentemente

a retração do sistema.

Segundo informações obtidas pela engenheira da prefeitura de Mossoró, o teatro possui juntas de movimentação, espaçadas em média a cada 3m, na horizontal e vertical. Conforme a NBR 8214, em fachadas devem ser executadas juntas de movimentação nas seguintes situações:

1. uma junta horizontal em cada pavimento, coincidindo com a interface viga de concreto/alvenaria (na região de encunhamento) ou no máximo a cada 3 metros;
2. uma junta vertical a cada 3/6 metros, em função da orientação solar e em relação aos ventos dominantes da fachada: para condições mais severas de exposição, menor deve ser o espaçamento entre as juntas.

É importante salientar que não foi visualizado gretamento no esmalte das placas cerâmicas. Quanto as juntas de assentamento foram utilizadas espaçamento de 5 mm, a NBR 13755:2017 faz referência que a largura mínima de rejunte para placas cerâmicas tradicionais, 5 mm, bem como para as pastilhas, de acordo com especificação do fabricante.

5 | CONCLUSÕES

Como existem diversos fenômenos que poderiam ser os prováveis motivos pelos quais veio a ocorrer tal anomalia, procurou-se analisar os principais que são os mais ocorrentes nas fachadas, considerando as vistorias e as informações obtidas pelo engenheiro que foi o responsável pela execução do teatro, algumas das causas podem ser descartadas neste estudo. Pois a argamassa colante utilizada foi a recomendada para pastilhas cerâmicas, apesar de não ter sido fornecido o tipo e a marca utilizada, tiveram todo rigor no processo de execução quanto ao tempo em aberto, utilizou-se telas, juntas de movimentação, o período de cura foi conforme o estabelecido pela norma, mão de obra qualificada para executar revestimento de pastilhas, expansão por umidade da placa cerâmica está de acordo com o estabelecido pela norma, in loco verifica-se o amassamento dos cordões sendo assim as placas teriam sido bem pressionadas, não há quedas de reboco e emboco. Vale ressaltar que durante o período de assentamento foi realizado os testes de arrancamento do emboço e da argamassa colante.

No entanto, neste estudo de caso não se pode chegar uma conclusão de que o surgimento da patologia foi decorrente das variações de temperatura, ainda pode-se citar que não há uma única causa para o descolamento das pastilhas cerâmicas, mais sim um conjunto de fatores que vieram a causar “doença”, além da ocorrência de uma patologia favorecer o aparecimento de outras. Geralmente o deslocamento de fachadas pode estar diretamente relacionados com a dilatação térmica, pois o sistema é composto por um conjunto de materiais que tem propriedades e coeficientes de dilatações diferentes, assim um material dilata mais que o outro, em consequência o outro material retrai mais e neste processo ocorre o descolamento do revestimento. Além disso são as fachadas que

recebem continuamente as ações dos agentes agressivos (climáticos) e com o decorrer do tempo acabam degradando o revestimento e aparecendo as patologias, os custos para a realização do retrabalho são bastante altos, e em alguns casos estas anomalias são irreversíveis.

Seria importante realizar ensaios de arrancamento, testes de percussão, laudos de inspeção nas fachadas, pois há muitas áreas que o revestimento cerâmico descolou, e isto além de afetar sua estética, também compromete as funções de proteção do edifício, tomando todas as medidas eficazes acerca do surgimento dessas anomalias e maneiras de evitar que as mesmas venham a causar danos ao patrimônio público.

REFERÊNCIAS

ABNT NBR 13755 – **Revestimentos cerâmicos de fachadas e paredes externas com utilização de argamassa colante – Procedimento**. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2017.

_____. NBR 8214: **Assentamento de azulejos – Procedimento**. Rio de Janeiro, 1983.

CASIMIR, C. **Testing, evaluation and diagnostics**. In: International Conference On Building Envelope Systems And Technology. Singapore, 1994. Proceedings. Singapore, 1994. p.79-84.

CONSULTA PÚBLICA, INMETRO, Disponível em: <www.inmetro.gov.br/legislacao/rtac/pdf/RTAC002091.pdf> Acessado em 07 out. 2020.

MEDEIROS, J. S.; SABBATINI, F. H. **Tecnologia e projeto de revestimentos cerâmicos de fachadas de edifícios**. São Paulo: USP, 1999. Boletim técnico n. 246. Disponível em: <<http://publicacoes.pcc.usp.br/PDF/BT246.pdf>>. Acesso em: 20 mar.2020.

RIBEIRO, F. A.; BARROS, M. M. S. B. **Juntas de movimentação em revestimentos cerâmicos de fachadas**. São Paulo: Pini. 2010.

YIN, R. K. Estudo de Caso: planejamento e métodos. 4. ed. Porto Alegre: Bookman, 2010.

ANÁLISE DE MODELOS DE CÁLCULO DE PONTES COM MÚLTIPLAS VIGAS

Data de aceite: 01/04/2022

Luís Gabriel de Moura

Engenheiro Civil/Universidade de Santa Cruz
do Sul

Daniele Martins

Mestranda em Engenharia Civil/Universidade
Federal de Santa Maria / PPGE

Isadora Paczek

Mestranda em Engenharia Civil/Universidade
Federal de Santa Maria / PPGE

Guilherme Correa

Mestrando em Engenharia Civil/Universidade
Federal de Santa Maria / PPGE

RESUMO: O trabalho descreve alguns métodos para a distribuição de ações nas pontes rodoviárias dotadas de múltiplas vigas. Escolheu-se modelos estruturais de pontes com duas longarinas e em múltiplas longarinas, sendo aplicados o método de Engesser-Courbon com rigidez real na transversina, Engesser-Courbon com rigidez infinita na transversina, que se tratam de análises bidimensionais e o Método dos Elementos Finitos de análise tridimensional, a fim de que os mesmos fossem comparados. Os principais resultados são os de trem-tipo simplificado, momento fletor positivo e área de aço resultante do dimensionamento à flexão das seções em concreto armado destas longarinas, sendo que os valores se mantiveram próximos em todos os resultados. Nos resultados obtidos o método de Engesser-

Courbon com a rigidez real da transversina que faz uma simplificação, mostrou-se mais preciso, pois seus resultados mantiveram-se superiores. Observou-se que o Método dos Elementos Finitos tem uma maior precisão, pois a estrutura é modelada tridimensionalmente, fazendo com que longarinas, transversinas, tabuleiro trabalhem juntos e ainda com seus parâmetros dos materiais.

PALAVRAS-CHAVE: Pontes; Análise de estruturas; Métodos de distribuição.

RESUMO: The work describes some methods for the distribution of actions in road bridges with multiple beams. Structural models of bridges with two spars and with multiple spars were chosen, using the Engesser-Courbon method with real stiffness in the transverse, Engesser-Courbon with infinite stiffness in the transverse, which are two-dimensional analyzes and the Finite Element Method three-dimensional analysis, in order to compare them. The main results are the simplified type train, positive bending moment and steel area resulting from the flexural design of the reinforced concrete sections of these stringers, and the values remained close in all results. In the results obtained, the Engesser-Courbon method with the real stiffness of the transversina, which makes a simplification, proved to be more accurate, as its results remained superior. It was observed that the Finite Element Method has a greater precision, because the structure is three-dimensionally modeled, making the stringers, transverses, deck work together and even with their material parameters.

KEYWORDS: Bridges; Analysis of structures;

1 | INTRODUÇÃO

A estrutura de uma ponte possui particularidades em seu dimensionamento, uma delas é as ações em que a estrutura fica submetida. O trabalho descreve alguns métodos para a distribuição de diferentes ações nas pontes rodoviárias dotadas de múltiplas vigas. Escolheu-se para análise, dois modelos estruturais de pontes, sendo um de uma ponte com duas longarinas e o outro de uma ponte com quatro longarinas, para os quais foram aplicados o método de Engesser-Courbon com rigidez real na transversina, Engesser-Courbon com rigidez infinita na transversina que se tratam de análises bidimensionais e o Método dos Elementos Finitos de análise tridimensional, a fim de que os mesmos fossem comparados. Na definição dos modelos de pontes empregados foram observadas as prescrições da NBR 7188:2013, assim como da NBR 6118:2014.

2 | MÉTODOS DE CÁLCULO

2.1 Métodos de Cálculo para Pontes com Múltiplas Vigas

A distribuição transversal das cargas em estruturas é dependente da eficiência da ligação transversal entre os elementos de suporte principal. A estrutura sujeita a cargas concentradas, originadas pelos veículos correntes, é bem mais econômica quanto maior for a sua capacidade de repartição transversal, assim sendo qualquer carga num ponto indiferenciado da estrutura é suportada não apenas pelo elemento principal, sendo também com o auxílio dos elementos adjacentes, (CARRIL E LOPES, (19--?).

2.1.1 *Método Engesser-Courbon*

O método de Courbon desconsidera a torção nas vigas. São considerados além da Teoria das Estruturas básica, as seguintes hipóteses: as longarinas são paralelas, interligadas perpendicularmente por transversinas e contém inercia constante; as transversinas estão somente apoiadas nas longarinas e considerando que estas apresentam rigidez infinita à flexão, com desprezo a suas deformações comparadas com as deformações das longarinas; o efeito da torção é desconsiderado. Desta forma, as transversinas se comportam como barra rígidas, continuando com seus eixos retilíneos depois da deformação do conjunto, (ALVEZ, ALMEIRA E JUDICE, 2004).

2.1.2 *Método dos elementos finitos*

O Método dos Elementos Finitos, prevê a divisão do domínio de integração, contínuo, em um número finito de pequenas regiões denominadas elementos finitos, tornando o meio

contínuo em discreto. Esta divisão do domínio recebe o nome de rede de elementos finitos. O tamanho dos elementos finitos podem ser variados, aumentando ou diminuindo a malha desse reticulado. Os pontos de intersecção das linhas dessa rede chamam-se de nós, (ASSAN, 1999).

3 | METODOLOGIA

Este trabalho compara os resultados de diferentes composições de trem-tipo simplificado, momento maior atuante na estrutura e a área de aço de uma ponte rodoviária TB – 450, adotando no mesmo modelo de ponte, o método com a estrutura de duas longarinas e a estrutura com múltiplas longarinas, comparando os resultados de trem-tipo de flexão, momento fletor máximo e área de aço.

3.1 Ponte com duas longarinas

O modelo utilizado foi uma ponte TB–450 construída por 2 vigas longarinas principais, sendo elas unidas por 3 vigas transversinas. As longarinas possuem um vão de 15 m, seção transversal 0,40 x 1,50 m. Já as transversinas possuem seção transversal de 0,30 x 1,00 m. Utilizou-se concreto C40, $f_{ck} = 40$ MPa, de módulo de elasticidade $E_{ci} = 42.501,00$ MPa, este definido conforme NBR 6118:2014. A seguir, conforme figura 1 e 2, o esquema transversal e longitudinal da estrutura da ponte em análise (medidas em m).

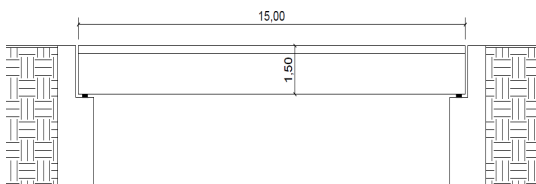


Figura 1 – Esquema transversal da ponte TB – 450.

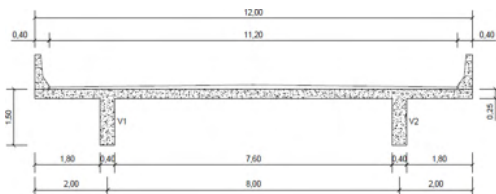


Figura 2 – Esquema longitudinal da ponte TB – 450.

3.2 Ponte com quatro longarinas

O modelo utilizado foi uma ponte TB–450 construída por 4 vigas longarinas principais, sendo elas unidas por 3 vigas transversinas. As longarinas possuem um vão de 15 m, seção transversal 0,40 x 1,25 m. Já as transversinas possuem seção transversal de 0,30 x 1,00 m. Utilizou-se concreto C40, $f_{ck} = 40$ MPa, de módulo de elasticidade $E_{cs} = 42.501,00$ MPa, este definido conforme NBR 6118:2014. A seguir, diante das figuras 3 e 4, será representado o esquema transversal e longitudinal da estrutura da ponte em análise (medidas em m).

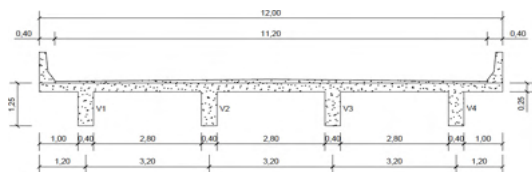


Figura 3 – Esquema transversal de ponte TB – 450, com 4 longarinas.

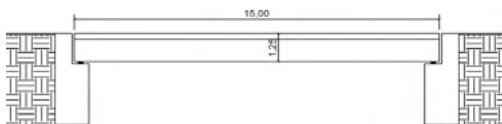


Figura 4 – Esquema longitudinal de ponte TB – 450, com 4 longarinas.

4 | RESULTADOS

Na ponte com duas longarinas, a estrutura é simétrica, sendo que a V1 é igual a V2. Na ponte com quatro longarinas cada longarina possui seu próprio trem-tipo de flexão, como a estrutura da ponte é simétrica, a longarina V1 é igual a V4, assim como a V2 é igual a V3.

4.1 Resultados obtidos utilizando o método dos Elementos Finitos, longarina 1 (V1)

Em seguida, nas figuras 5, encontra-se as deformações da ponte, com os carregamentos aplicados voltados para a obtenção dos valores para a longarina 1.

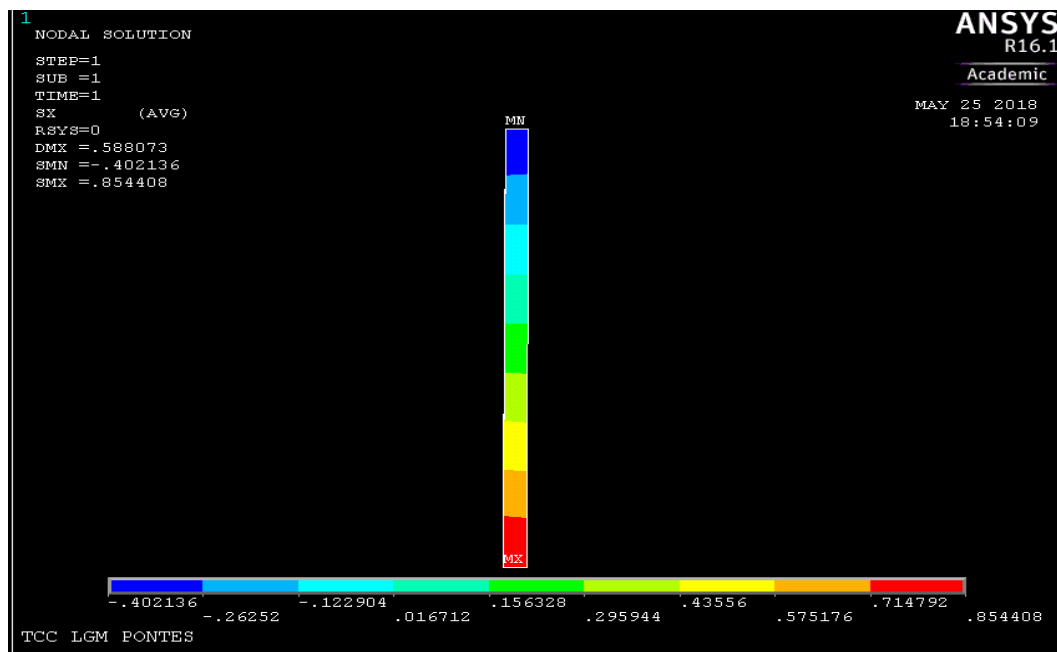


Figura 5 – Visualizações das tensões da parte inferior do tabuleiro, longarina 1.

Os valores das tensões máximas e mínimas em KN/cm^2 , em relação ao eixo x em

cada nó da seção em análise: -0,40214; -0,31478; -0,23117; -0,13079; -0,030529; 0,071514; 0,17427; 0,27567; 0,37837; 0,48205; 0,58430; 0,68044; 0,77679; 0,85441.

4.2 Resultados obtidos utilizando o método dos Elementos Finitos, longarina 2 (V2)

Em seguida, como demonstra as figura 6, encontra-se as deformações da ponte, com os carregamentos aplicados voltados para a obtenção dos valores para a longarina 2.

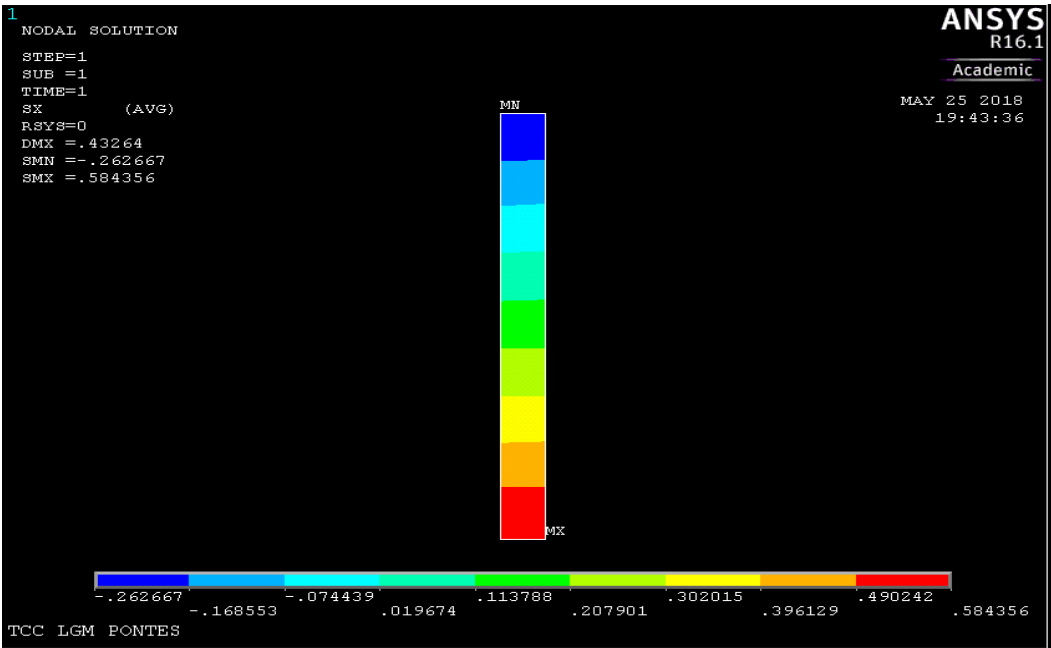


Figura 6 – Visualizações das tensões da parte inferior do tabuleiro, longarina.

A seguir encontra-se os valores exatos das tensões máximas e mínimas em KN/cm², em relação ao eixo x em cada nó da seção em análise: -0,26267; -0,21417; -0,14922 ; -0,078024 ; -0,007875 ; 0,060258 ; 0,12774 ; 0,19654 ; 0,26580 ; 0,33323 ; 0,40439 ; 0,47261 ; 0,53279 ; 0,57706.

4.3 Resultados obtidos para o projeto de ponte com duas longarinas

Os resultados obtidos para trem-tipo, momento máximo e área de aço para a longarina 1, sendo que a ponte é simétrica, os mesmos resultados se replicam para a longarina 2, conforme tabelas 1 e 2 e figura 7.

Longarina V1 = V2	RP (kN) 151,95	RP1 (kN/m) 13,61	RP2 (kN/m) 15,19	RP' (kN) 121,57	RP1 + PR2 (kN/m) 28,80
----------------------	-------------------	------------------------	------------------------	--------------------	------------------------------

Tabela 1 – Valor do trem-tipo.

Longarina V1 = V2	Momento (kN.m) 3312,45	Área de aço (cm²) 93,44
----------------------	---------------------------	----------------------------

Tabela 2 -Momento máximo e área de aço para duas longarinas.

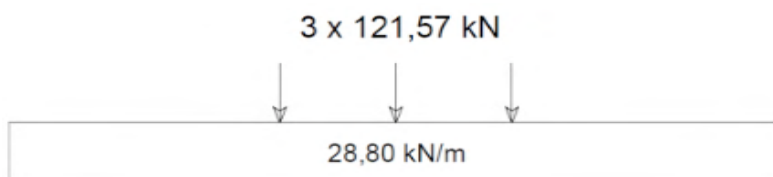


Figura 7 – Trem-tipo simplificado para duas longarinas.

4.4 Resultados obtidos para o projeto da ponte com múltiplas vigas, longarina 1, (V1)

Em seguida os resultados obtidos utilizando o método de Engesser-Courbon, consistem em trem-tipo final e simplificado, figuras 8 e 9, momento fletor máximo e área de aço, quando aplicado uma carga unitária na longarina 1 (V1), definiu-se os coeficientes de repartição transversal. Esses resultados encontram-se tabelados a seguir (Tabelas 3, 4, 5 e 6).

Longarina	Coeficiente de repartição transversal, rigidez real na transversina	Coeficiente de repartição transversal, infinita á rigidez na transversina
V1	0,79	0,70
V2	0,31	0,40
V3	0,02	0,10
V4	-0,12	-0,20

Tabela 3 – Valores de coeficiente de repartição transversal pelo métodos de Engesser- Courbon.

Rigidez na transversina	Longarina	RP (kN)	RP1 (kN/m)	RP2 (kN/m)	RP' (kN)	RP1 + PR2 (kN/m)
Real	V1	105,75	6,15	10,55	84,65	16,70
Infinita	V1	95,25	6,50	9,50	76,25	16,00

Tabela 4 – Valores de trem-tipo para as diferentes rigidez analisadas, via Engesser-Courbon.

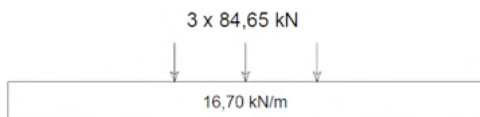


Figura 8 – Trem-tipo simplificado, rigidez real da transversina.

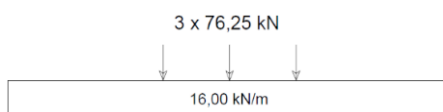


Figura 9 – Trem-tipo simplificado, infinita a rigidez da transversina.

Método	Área de aço (cm ²)
Engesser- Courbon, rigidez real da transversina	73,88
Engesser- Courbon, infinita à rigidez da transversina	65,56

Tabela 5 – Valores de Momento fletor máximo longarina 1 (V1).

Método	Momento fletor positivo máximo (kN.m)
Engesser-Courbon, rigidez real da transversina	2149,88
Engesser-Courbon, infinita à rigidez da transversina	1981,24

Tabela 6 – Valores da área de aço na positivo na longarina 1 (V1).

4.5 Resultados obtidos para o projeto da ponte com múltiplas vigas, longarina 2, (V2)

Em seguida os resultados obtidos utilizando o método de Engesser-Courbon, consistem em trem-tipo final e simplificado, figuras 10 e 11, momento fletor máximo e área de aço para a longarina 2 (V2), assim como, os coeficientes de repartição transversal. Esses resultados encontram-se tabelados a seguir (Tabelas 7, 8, 9 e 10).

Longarina	Coeficiente de repartição transversal, rigidez real na transversina	Coeficiente de repartição transversal, infinita à rigidez na transversina
V1	0,31	0,40
V2	0,41	0,30
V3	0,26	0,20
V4	0,02	0,10

Tabela 7 – Valores de coeficiente de repartição transversal pelo métodos de Engesser- Courbon.

Rigidez na transversina	Longarina	RP (kN)	RP1 (kN/m)	RP2 (kN/m)	RP' (kN)	RP1 + PR2 (kN/m)
Real	V2	55,50	8,90	5,70	44,10	14,60
Infinita	V2	45,00	9,45	4,50	36,00	13,95

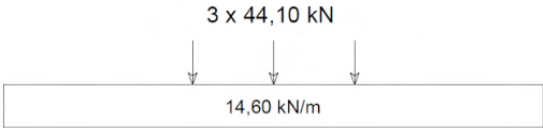


Figura 10 – Trem-tipo simplificado, rigidez real da transversina.

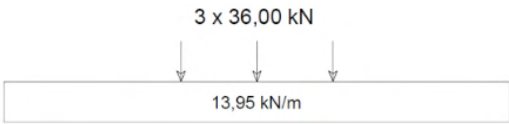


Figura 11 – Trem-tipo simplificado, infinita a rigidez da transversina.

Método	Momento fletor positivo máximo (kN.m)
Engesser-Courbon, rigidez real da transversina	1395,52
Engesser-Courbon, infinita à rigidez da transversina	1234,07

Tabela 9 – Valores de Momento fletor máximo positivo na longarina 2 (V2).

Método	Área de aço (cm²)
Engesser- Courbon, rigidez real da transversina	44,40
Engesser- Courbon, infinita à rigidez da transversina	39,27

Tabela 10 – Valores da área de aço positivo na longarina 2 (V2).

5 | ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS

5.1 Momento máximo via Método dos elementos finitos, longarina 1 (V1)

A posição da linha neutra em relação à base da seção foi de 84,424 cm, assim, por meio da análise das tensões normais de flexão, considerando a seção na fase elástica-linear, obteve-se o momento fletor máximo da longarina 1. O momento de inércia da seção foi de 12194770,80723 cm⁴, tendo sido obtido o momento fletor máximo de 2045,632 KN.m

5.2 Momento máximo via Método dos Elementos Finitos, longarina 2 (V2)

A posição da linha neutra em relação à base da seção foi de 85,622 cm, assim por meio da análise das tensões normais de flexão, considerando a seção na fase elástica-linear, obteve-se o momento fletor máximo da longarina 2. O momento de inércia da seção foi de 12525664,00131cm⁴, tendo sido obtido o momento fletor máximo de 13399,232KN.m.

5.3 Análise da ponte típica-2L com a ponte de múltiplas vigas-4L, rigidez infinita na transversina.

Em seguida é apresentada a comparação do trem-tipo simplificado (figuras 12 e 13), momento fletor máximo e área de aço das longarinas analisadas (figuras 14 e 15).

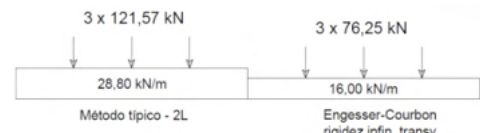


Figura 12 – Comparativo trem-tipo de flexão, longarina 1 (V1).

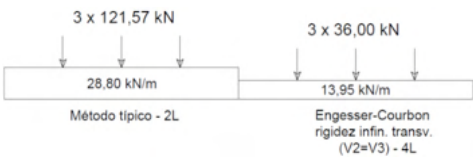


Figura 13 – Comparativo trem-tipo de flexão, longarina 2 (V2).

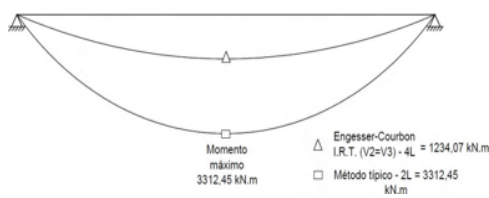


Figura 14 – Comparativo momento fletor máximo longarina 1 (V1).

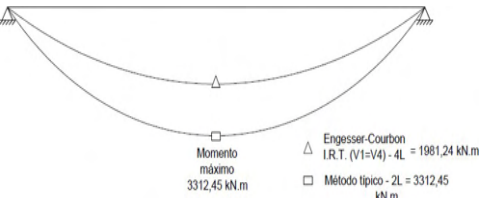


Figura 15 – Comparativo momento fletor máximo, longarina 2 (V2).

Observando os valores é possível verificar que o momento fletor resultante máximo nas duas longarinas é obtido pelo método típico, para o modelo com duas longarinas. Os valores encontrados foram 67,19% superior para a longarina 1, e 168,42% superior para a longarina 2.

Método	Longarina	Área de aço (cm²)
Engesser-Courbon I.R.T.	L1	65,56
Engesser-Courbon I.R.T.	L2	39,27
Método típico-2L	L1=L2	93,44
Engesser-Courbon I.R.T.	L1+L2	104,83

Tabela 11 – Comparativo área de aço.

Analisando os resultados da tabela 11, verifica-se que, separadamente a área de aço da longarina 1 pelo método típico 2L, é maior que o calculado pelo método de Engesser-Courbon. Analisando a estrutura da ponte pela metade, somando a área de

aço da longarina 1 com a longarina 2, via método Engesser- Courbon, a resultante das duas longarinas é superior a área de aço via método típico com duas longarinas, em um percentual de 12,19%.

5.4 Análise dos resultados para o projeto de ponte com múltiplas viga

Em seguida encontra-se os resultados para o trem-tipo de flexão, máximo momento fletor e área de aço para os métodos analisados.

5.4.1 Análise para a longarina 1 (V1)

Como mostrado a seguir, o trem-tipo simplificado calculado pelo método Engesser- Courbon com a rigidez real na transversina apresentou os maiores valores de ações (Figura 16).

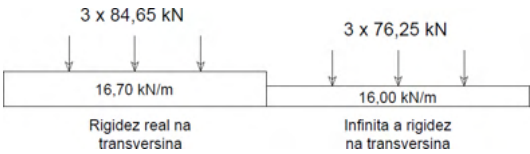


Figura 16 - Trens-tipo para a longarina 1 (V1), via Engesser-Courbon.

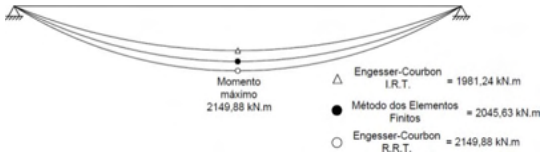


Figura 17 - Momento positivo máximo para a longarina 1 (V1).

Analisando os valores resultantes, é possível verificar que o momento fletor máximo foi obtido quando considerou-se a rigidez real na transversina, via método Engesser- Courbon, conforme figura 17. Para fins de comparação tomou-se como referência o Método dos elementos Finitos, onde o método de MEF possui um momento 3,25% superior ao Engesser Courbon com I.R.T e o método com R.R.T 5,09% de superioridade ao MEF. Já comparando as diferenças do método de Engesser Courbon, o método com R.R.T possui um momento superior de 8,51% ao método com I.R.T.

Método	Área de aço (cm ²)
Engesser- Courbon I.R.T.	65,56
Método dos Elementos Finitos	70,29
Engesser- Courbon R.R.T.	73,88

Tabela 12 – Comparativo área de aço longarina 1 (V1).

Observa-se na tabela 12, verifica-se que o método Engesser-Courbon com a rigidez real na transversina apresenta uma área de aço 5,11% superior ao método dos Elementos finitos, e o MEF uma área de aço 7,21% superior ao Engesser-Courbon com a infinita

rigidez na transversina. Comparando as diferenças entre o método de Engesser Courbon, o método com R.R.T. contém uma área de aço 12,69% superior ao método com I.R.T.

5.4.2 Análise para a longarina 2 (V2)

Como mostrado a seguir, o trem-tipo simplificado calculado pelo método Engesser-Courbon com a rigidez real na transversina, demonstrou os maiores valores para a carga da roda e para a carga distribuída de multidão, conforme Figura 18.

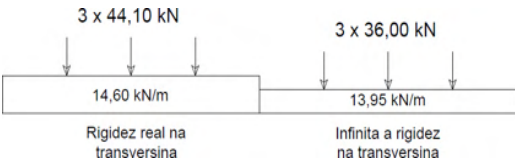


Figura 18 - Trens-tipo para a longarina 2 (V2), via Engesser-Courbon.

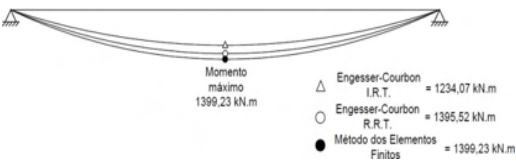


Figura 19 - Momento positivo máximo para a longarina 2 (V2).

Analisando os valores resultantes, verifica-se que o momento fletor máximo foi obtido quando empregado o MEF, como mostrado na figura 19. Para fins de comparação tomou-se como referência o Método dos elementos Finitos, onde o MEF possui um momento 13,38% superior ao Engesser Courbon com I.R.T.. O MEF um momento de 0,27% superior ao Engesser Courbon com R.R.T.. Já comparando as diferenças entre o método do Engesser Courbon, o método com R.R.T possui um momento superior de 13,08% ao método com I.R.T.

Método	Área de aço (cm²)
Engesser- Courbon I.R.T.	39,27
Engesser- Courbon R.R.T.	44,40
Método dos Elementos Finitos	44,50

Tabela 13 – Comparativo área de aço longarina 2 (V2).

Observa-se por meio da tabela 13, que o método dos Elementos Finitos apresenta uma área de aço 0,22% superior ao método Engesser-Courbon com a rigidez real na transversina, e o MEF uma área de aço 13,32% superior ao método de Engesser-Courbon com a infinita rigidez na transversina. Comparando as diferenças entre o método de Engesser Courbon, o método com R.R.T. contém uma área de aço 13,06% superior ao método com I.R.T.

6 | CONCLUSÃO

Para os resultados comparativos da ponte projetada com duas longarinas pelo método típico e a ponte projetada com múltiplas longarinas via modelo de Engesser-Courbon com infinita rigidez na transversina, o trem-tipo de flexão, obteve valores superiores ao da ponte com duas longarinas calculada pelo método típico, chegando a valores até 168,42% superiores para a longarina 2. Porém, ao analisar a área de aço utilizada pela metade da ponte, o projeto com múltiplas vigas apresentou uma área de aço 12,19% maior, resultando em um dimensionamento mais conservador.

Ao comparar a ponte com múltiplas vigas via, método Engesser-Courbon com infinita rigidez na transversina, Engesser-Courbon com rigidez real na transversina e método dos Elementos Finitos, em relação aos resultados finais do máximo momento fletor e área de aço, para a longarina 1 (V1), os resultados mostraram-se superiores para o método de Engesser-Courbon com rigidez real na transversina, e para a longarina 2 (V2), os resultados mostraram-se superior para o método dos Elementos Finitos. Pode-se concluir que o método de Engesser-Courbon, com a rigidez da transversina considerada infinita, apresentou valores inferiores quando comparados com os outros métodos analisados, portanto, consequentemente mais econômico.

No presente estudo, na longarina 1 em análise, apresentou resultados inferiores no máximo momento fletor e área de aço, comparado com o método de Engesser-Courbon com R.R.T., mas analisando a longarina 2, o MEF apresentou resultados de momento fletor e área de aço, superiores aos obtidos pelo método de Engesser-Courbon com R.R.T.

REFERÊNCIAS

ALVES, E. V.; ALMEIDA, S. M. F.; JUDICE, F. M. S. Métodos de análise estrutural de tabuleiros de pontes em vigas múltiplas de concreto protendido. Entrevista, Niterói, v. 6, n. 2, p. 48-58, ago. 2004.

ASSAN, A. E., Método dos Elementos Finitos: Primeiros passos. 1. ed. Campinas, São Paulo, Unicamp, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188: projeto de pontes de concreto armado e concreto protendido: procedimento. Rio de Janeiro, 2013.

_____. NBR 6118: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

CARRIL, R. S.; LOPES, V. M. F., Métodos aproximados de determinação da distribuição de esforços na seção transversal de pontes rodoviárias. Comparação com métodos mais exatos, (19--?).

ANÁLISE DA FORÇA CORTANTE EM LAJES COM VIGOTAS TRELIÇADAS

Data de aceite: 01/04/2022

Rodrigo Bender

Engenheiro Civil / Universidade de Santa Cruz
do Sul

Daniele Martins

Mestranda em Engenharia Civil / Universidade
Federal de Santa Maria / PPGECC /

Isadora Paczek

Mestranda em Engenharia Civil / Universidade
Federal de Santa Maria / PPGECC /

Guilherme Correa

Mestrando em Engenharia Civil / Universidade
Federal de Santa Maria / PPGECC /

RESUMO: Presente trabalho analisa resultados experimentais de ruptura por força cortante em lajes treliçadas e em lajes sem armadura transversal e compara-os visando melhor entender a contribuição da treliça na resistência à força cortante. Através da análise teórica, com base na NBR 6118:2014, obteve-se a força cortante estimada de ruptura e a força cortante resistente de cálculo para cada protótipo. Esses resultados foram comparados com os resultados obtidos nos ensaios experimentais. Diante disso, com base nos ensaios e nos cálculos realizados, pôde-se concluir que, para o caso estudado, o método de cálculo utilizado pela normalização brasileira subestima a capacidade resistente ao esforço cortante em lajes sem armadura transversal. Além disso, apesar do uso das treliças resultarem em pouca diferença

na resistência à força cortante, as mesmas contribuíram significativamente para a ductilidade das lajes.

PALAVRAS-CHAVE: Laje treliçada; Força cortante; Análise experimental; Análise teórica; Armadura transversal.

ABSTRACT: The present work analyzes experimental results of shear failure in truss slabs and in slabs without transverse reinforcement and compares them in order to better understand the contribution of the truss to the shear strength. Through the theoretical analysis, based on NBR 6118:2014, the estimated shear force of rupture and the shear strength of calculation for each prototype were obtained. These results were compared with the results obtained in the experimental tests. Therefore, based on the tests and calculations performed, it was possible to conclude that, for the case studied, the calculation method used by the Brazilian standard underestimates the shear resistance capacity in slabs without transverse reinforcement. In addition, although the use of trusses resulted in little difference in shear strength, they contributed significantly to the ductility of the slabs.

KEYWORDS: lattice slab; cutting force; Experimental analysis; Theoretical analysis; Cross armor.

1 | INTRODUÇÃO

Lajes com vigotas treliçadas cada vez mais tem sido utilizadas na construção civil, muito devido a sua facilidade e rapidez na execução. Além disso, em comparação ao

sistema de lajes maciças, essa tipologia de laje possui peso próprio menor, podem ser usadas em vãos maiores e com maiores cargas.

O risco de ruptura de uma laje por cisalhamento é pequeno, pois na maioria das vezes as lajes mantêm sua capacidade de cargas sem armadura de cisalhamento. (LEONHARDT E MÖNNIG, 1977).

A fusão da armadura treliçada ao concreto permite alcançar grandes vãos, pois cada nervura fica armada ao cisalhamento de forma mais eficiente, adaptando altura da treliça à laje. Ademais, devido à existência das barras inclinadas da treliça, conhecidas como sinusóides, pode ser considerado nas verificações de cisalhamento, aplicando a teoria dos estribos inclinados, sendo mais eficientes que estribos perpendiculares (CAIXETA, 1998).

Dessa forma, este trabalho tem como objetivo elucidar a contribuição das treliças na resistência ao corte de lajes pré-moldadas com vigotas treliçadas e compará-las com a resistência ao corte em lajes pré-moldadas com vigotas de concreto armado.

1.1 Cálculo da resistência ao cisalhamento

A resistência ao cisalhamento, é satisfatória, quando simultaneamente atender as seguintes condições (NBR 6118, 2014):

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (1)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2)$$

Onde:

V_{sd} – força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd2} – força cortante resistente de cálculo;

V_{Rd3} – força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto.

Além disso, em lajes sem armadura à força cortante, a seguinte expressão deve ser atendida (NBR 6118, 2014):

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (3)$$

Onde:

V_{Rd1} – força cortante máxima.

Sendo:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1 + 0,15 \sigma_{cp})] b_w d \quad (4)$$

Considerando:

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (5)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (6)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} \quad (7)$$

Onde:

A_{sw} – área da armadura de tração, sendo em lajes com vigotas pré-moldadas, a armadura longitudinal total de nervuras no trecho considerado;

d – altura útil;

b_w – largura mínima da seção ao longo de d (100 cm em lajes);

τ_{Rd} – tensão resistente de cisalhamento;

k – coeficiente que tem os seguintes valores:

$k = 1,1$ para elementos onde 50% da armadura inferior não chegar até o apoio;

$k = 1,6 - d$ para os demais casos, considerando d em metros;

N_{sd} – força longitudinal na seção devido à protensão, não havendo protensão na peça, zera-se o σ_{cp} .

1.2 Modelo de cálculo I

Considera-se a analogia de Ritter-Mörsch, chamado de modelo de cálculo I, admitindo o ângulo de 45° entre o eixo longitudinal da estrutura e as bielas de compressão, adotando, o valor da parcela V_c como constante, independentemente a força de cisalhamento solicitante e desprezando a resistência do concreto à tração para o cálculo. (NBR 6118:2014).

Para tanto:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (8)$$

Sendo:

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}, \text{ fck em Mpa} \quad (9)$$

O cálculo da armadura transversal é feito conforme a equação, onde:

$$V_{Sw} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot f_{ywd} (\sen \alpha + \cos \alpha) \quad (10)$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_x} = \frac{f_{yk}}{1,15} \leq 435 \text{ MPa} \quad (11)$$

Sendo:

$V_c = 0$, em elementos estruturais tracionados se a linha neutra se situar fora da seção;

$V_c = V_{c0}$, na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

Na flexo-compressão, V_c é definido conforme a equação 12.

$$V_c = V_{c0} (1 + M_0 / M_{sd,m\acute{a}x}) < 2V_{c0} \quad (12)$$

$$V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d \quad (13)$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c \quad (14)$$

Onde:

α é o ângulo de inclinação dos estribos;

f_{ywd} é a tensão máxima no estribo.

2 | PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Definição dos protótipos

Os protótipos para as lajes foram definidos com de 42 cm x 50 cm de dimensão, sendo que a largura de 42 cm foi definida devido à largura da nervura, que por sua vez foi definida ter 12 cm pelas dimensões da treliça utilizada.

Considerou-se, também, 30 cm para um material inerte, sendo 15 cm para cada lado da nervura. A altura total da laje foi definida como 12 cm, sendo que 7,6 cm de nervura, devido às dimensões reais do EPS adotado e, portanto, 4,4 cm de capa de concreto. A figura 1 demonstra um esquema com seções transversais das lajes, as quais foram concretadas de forma monolítica, não utilizando vigotas industrializadas.

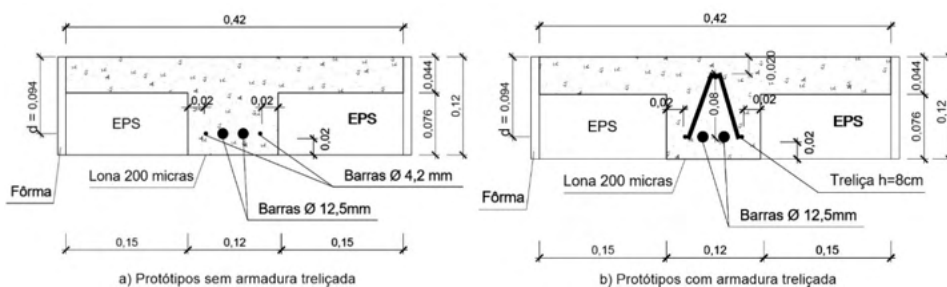


Figura 1 – a) Seção transversal das lajes sem armadura treliçada; b) seção transversal das lajes com armadura treliçada.

2.2 Materiais

Foi utilizado cimento de alta resistência inicial (CP V ARI), devido ao curto prazo para realização do dos protótipos. Foi utilizado traço 1,0:2,50:3,33:0,535, que corresponde a CP V ARI, areia média, brita 1 e água potável.

Para as lajes treliçadas, adotou-se a treliça TB 8L, sendo uma treliça eletrossoldada CA-60 com altura de 8 cm, banzo superior com diâmetro de 6mm e banzos inferiores com diâmetros de 4,2mm. Além disso, ela possui um espaçamento (S) de 20 cm e um ângulo α de 38,6°. Já nas lajes não-treliçadas utilizaram-se duas barras CA-60 com diâmetro de

4,2mm, idênticas aos banzos inferiores das treliças.

Nos dois modelos de lajes ensaiados foram adotadas duas barras de aço CA-50 com diâmetro de 12,5mm, a fim de impedir o rompimento central dos protótipos por tração na flexão, permitindo assim a observação dos rompimentos apenas por cisalhamento, que ocorrem nas extremidades.

2.3 Caracterização dos materiais

Para o controle do concreto utilizado nos protótipos foram moldados cinco corpos de prova e ensaiados à compressão, a fim de verificar a resistência à compressão do concreto (f_{ck}) utilizado na confecção das lajes.

Como a nervura e capa de todos os seis protótipos produzidos foram concretadas juntas a partir de apenas uma betonada, foram executados cinco corpos de prova.

Corpo de prova	Resistência à compressão (MPa)	Média	Desvio Padrão (MPa)	Coef. de variação (%)
CP1	28,43	27,85	1,50	5,28
CP2	28,29			
CP3	28,15			
CP4	27,45			
CP5	26,93			

Tabela 1 – Resultados do ensaio de compressão nos CP's de concreto.

Com estes resultados determina-se a resistência real do concreto à compressão utilizada nos protótipos, sendo que, por haver pequeno número de CP's, a média dos resultados foi utilizada como a resistência à compressão do concreto das lajes.

Além disso, também foi realizado ensaio de tração para cada aço presente nas nervuras das lajes, utilizando três corpos de prova para cada tipo. Os resultados podem ser vistos das tabelas 2, 3 e 4.

Corpo de prova	Tensão de Escoamento (MPa)	Média (f_y)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. de variação (%)
CP01	771,07	753,97	66,49	8,82
CP02	778,66			
CP03	712,17			

Tabela 2 – Resultados do ensaio de tração nas barras da treliça de 4,2mm.

Corpo de prova	Tensão de Escoamento (MPa)	Média (f_y)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. de variação (%)
----------------	----------------------------	-----------------	---------------------	-----------------------

CP01	684,34			
CP02	662,78	673,18	21,56	3,20
CP03	672,41			

Tabela 3 – Resultados do ensaio de tração nas barras de 4,2mm.

Corpo de prova	Tensão de Escoamento (MPa)	Média (f_y)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. de variação (%)
BT-CP01	573,72			
BT-CP02	575,60	577,42	9,22	1,60
BT-CP03	582,94			

Tabela 4 – Resultados do ensaio de tração nas barras de 12,5mm.

2.4 Execução dos protótipos

A execução dos protótipos das lajes treliçadas e armadas se deu através dos seguintes processos:

- Confecção das fôrmas: conforme as medidas citadas anteriormente, as fôrmas foram confeccionadas com chapas de compensado plastificado com 14 mm de espessura e após foram cortados e posicionados o EPS, firmados à fôrma por meio de arames;
- Posicionamento da armadura da nervura (figura 3): a armadura foi posicionada por meio de arames cravados no EPS, onde foram amarradas com arame recozido, tendo o cuidado de alinhar o centro das barras para que ambas as armaduras compartilhem o mesmo , usado nos cálculos e garantindo cobertura mínimo de 2 cm. Após foi fixado uma lona de 200 micras, servindo de fôrma do fundo da nervura;
- Preparação do concreto: O concreto foi preparado conforme o traço citado anteriormente em apenas uma betonada. Quando a mistura apresentou aparência homogênea, foi feito o *slump test*, a fim de mensurar se estava adequada ao uso a partir de sua consistência. Devido ao traço utilizado ficou definido abatimento do troco do cone de 140 mm \pm 20 mm, sendo que o concreto utilizado apresentou resultado de 125 mm de abatimento, portanto considerado dentro dos limites estabelecidos;
- Lançamento do concreto: Preparado o concreto, executou-se seu lançamento na fôrma o qual foi cuidadosamente bem adensado com o uso de um vibrador de concreto, a fim de evitar vazios, prejudiciais ao ensaio. Por fim, foi feito o nivelamento da superfície da laje com uma régua;
- Cura: Após pronto todo o processo, executou-se a cura das lajes, molhando todos os dias de modo a impedir o escape da água presente no concreto, necessária para as reações de cristalização dos componentes do concreto;
- Por fim procedeu-se a desforma após quatro dias de cura e ao sexto dia removeu-

se o EPS com o uso de espátulas.

2.5 Procedimento dos ensaios

Para os ensaios de cisalhamento nos protótipos das lajes, foi utilizado o equipamento EMIC GR048, o qual permite ensaios de tração e compressão. Este equipamento possui capacidade de 300 KN com sistema auto travante e pré aperto por sistema pneumático. Sua parte superior foi utilizada para os ensaios de tração das barras de aço e o módulo que a acompanha, cuja carga máxima é de até 2000 KN foi utilizada para ensaiar os CP's de concreto à compressão.

As lajes de 42 x 50 cm foram posicionadas sobre dois apoios metálicos, que por sua vez foram posicionados a 2,5 cm de cada extremidade da nervura, gerando um vão de 45 cm. A carga foi aplicada em dois pontos, a um terço de cada extremidade do vão de ensaio, conforme esquema da figura 2.

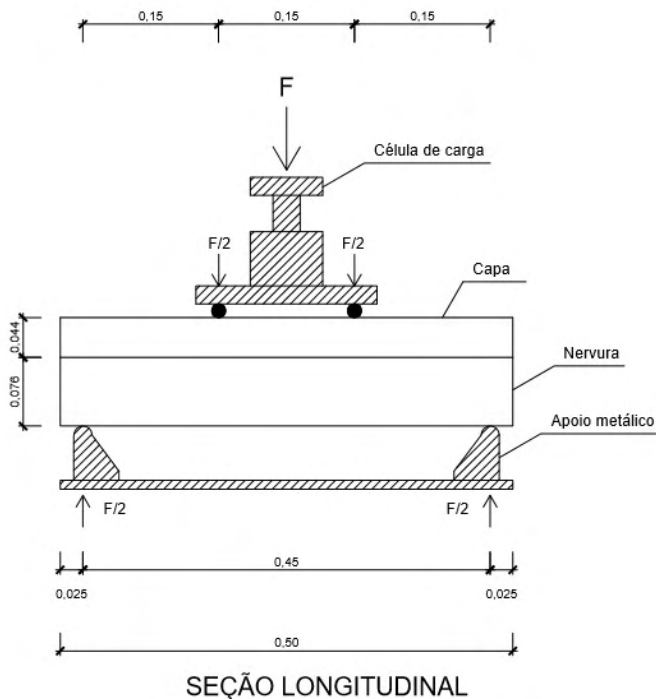


Figura 2 - Esquema de ensaio para análise de resistência à força cortante.

3 | RESULTADOS

3.1 Resultados teóricos

Para a análise da força cortante resistente de cálculo nas lajes nervuradas treliçadas e armadas utilizaram-se os modelos de cálculos da NBR 6118:2014. Foram utilizados os mesmos parâmetros e dimensões das lajes ensaiadas de modo a permitir comparação entre o modelo teórico e os ensaios práticos.

Parâmetro	Força cortante (KN)
Força cortante resistente de cálculo – V_{Rd1}	11,68
Força cortante estimada de ruptura - $V_{R,est,rup13}$	23,35

Tabela 5 - Força cortante pelo modelo de cálculo para lajes não-treliçadas.

Parâmetro	Força cortante (KN)
Força cortante resistente de cálculo – V_{Rd3}	13,42
Força cortante estimada de ruptura - $V_{R,est,rup3}$	31,09

Tabela 6 - Força cortante pelo modelo de cálculo para lajes treliçadas.

Além disso, em relação à ruína das diagonais comprimidas de concreto (V_{Rd2}) e a estimativa de ruptura das bielas de compressão ($V_{R,est,rup2}$), obteve-se, respectivamente, 53,69 kN e 75,17 kN. Logo, comparando esses resultados ao $V_{R,est,rup1}$ e V_{Rd1} , conclui-se que as lajes não irão romper por esmagamento da biela de compressão, pois romperá muito antes devido a força cortante.

3.2 Resultados experimentais

Depois de realizados os ensaios de cisalhamento nas lajes treliçadas e em concreto armado, foram coletados dados dos carregamentos aplicados e as deformações de cada laje até a ruptura. Deste modo obtiveram-se os resultados demonstrados na tabela 7, sendo que a ruptura ocorreu sete dias após a concretagem.

Laje sem treliça	Força máxima (KN)	Cortante experimental (KN)	Média experimental (KN)	Desvio Padrão (KN)	Coef. de variação (%)
LNT1	73,94	36,97			
LNT2	68,44	34,22	33,56	7,50	22,32
LNT3	58,95	29,48			

LT1	68,76	34,38			
LT2	75,31	37,66	35,83	3,28	9,15
LT3	70,87	35,44			

Tabela 7 – Resultados dos ensaios das lajes.

4 | ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Modos de ruptura dos protótipos de lajes

A ruptura das seis lajes ensaiadas (figura 3), tanto treliçadas quanto em concreto armado, se deu por fissuras à aproximadamente 45° partindo do ponto onde as cargas foram aplicadas em direção aos apoios. Nenhuma das lajes apresentou qualquer sinal de fissuras oriundas de flexão, ou seja, a ruptura dos modelos de lajes foram oriundas das forças cortantes, como esperado.

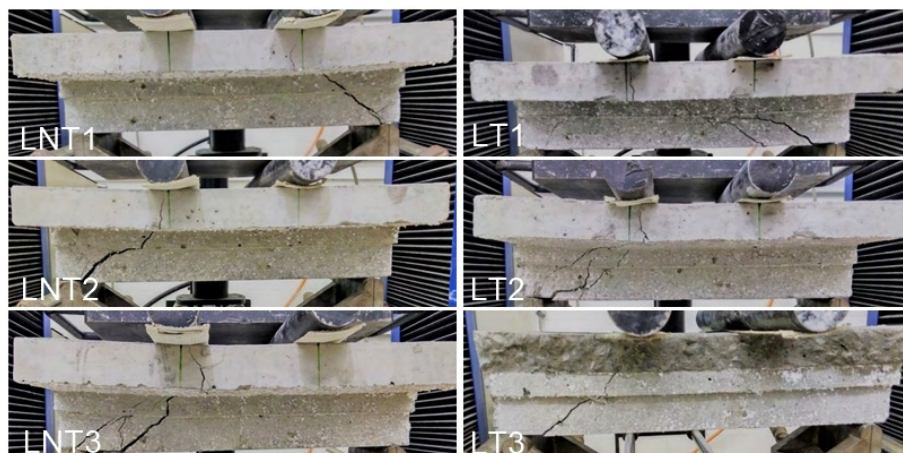


Figura 3 – Rupturas das lajes.

O rompimento da laje não-treliçada 1 (LNT1) demonstrou de forma nítida as características de um rompimento por cisalhamento com precisão, tendo sua seção deslocada ao ser movimentada após o ensaio. Além disso, apresentou resistência ao cisalhamento muito além da esperada para uma laje sem armadura transversal.

4.2 Força cortante nas lajes sem armadura transversal

Na figura 4 é possível visualizar os resultados de cada uma das lajes não-treliçadas, a média experimental e os resultados teóricos.

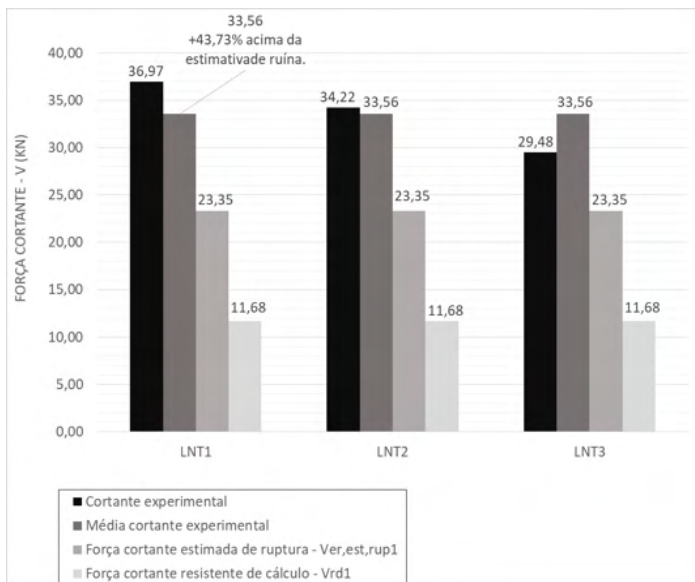


Figura 4 – Comparativo entre cortantes experimentais e teóricos das lajes não-treliçadas.

Ao analisar os resultados, é possível perceber que todas as lajes não-treliçadas apresentaram resistência superior a de cálculo e estimada de ruptura, apesar disso, verifica-se que apresentam grande variabilidade, sendo a média para a força cortante de 33,56kN, desvio padrão de 7,49kN e coeficiente de variação de 22,32%, o que demonstra grande instabilidade nas lajes sem armadura transversal.

4.3 Força cortante nas lajes treliçadas

Na figura 8 percebe-se que todas as lajes treliçadas romperam acima do valor estimado para ruína, tendo resistido em média 15,25% a mais que o previsto em cálculo, sendo que ao analisar os ensaios separadamente, nota-se que a laje LT1, que apresenta menor resultado de cortante experimental, resistiu 9,13% acima da estimativa e ruína.

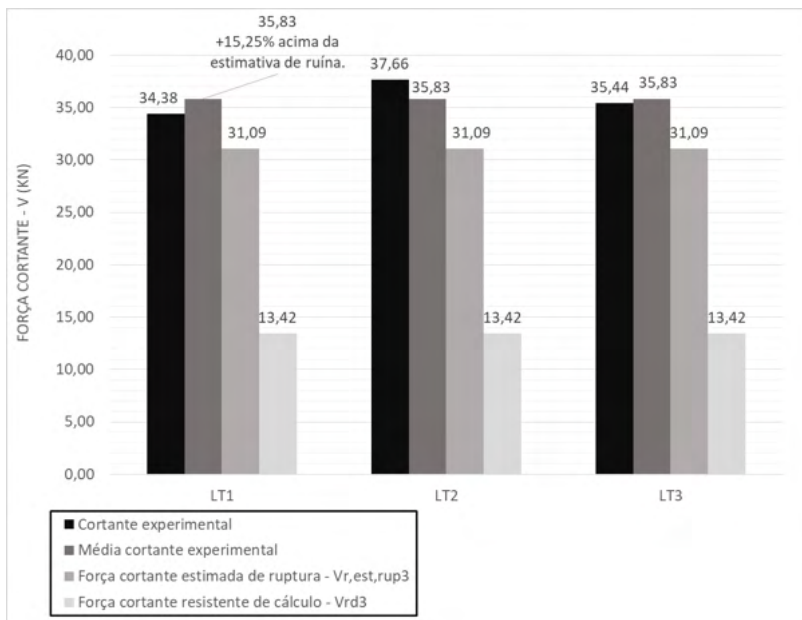


Figura 5 – Comparativo entre cortantes experimentais e valores teóricos das lajes treliçadas.

Ao analisar os resultados verificou-se baixa variabilidade nas lajes treliçadas, com a média em 35,83kN, desvio padrão de 3,28kN e coeficiente de variação de 9,15%, o que dá confiabilidade ao ensaio.

4.4 Análise comparativa entre resultados experimentais e teóricos

Na figura 6 nota-se facilmente que ambos os protótipos apresentaram ruptura experimental acima da estimativa de cálculo para a ruína. Verifica-se também as diferenças dos valores de força cortante resistente para as lajes treliçadas em comparação com as lajes sem armadura transversal. Em termos de força cortante resistente de cálculo, a laje treliçada deveria apresentar um valor 14,90% superior ao da laje sem treliça. Já quanto à força cortante estimada de ruptura, onde se considerou um fator , a laje treliçada apresentou um valor de resistência 33,15% superior ao da laje sem treliça. Porém, ao ensaiar em laboratório, notou-se que as lajes treliçadas resistem à força cortante, em média, apenas 6,76% a mais que as lajes não-treliçadas.

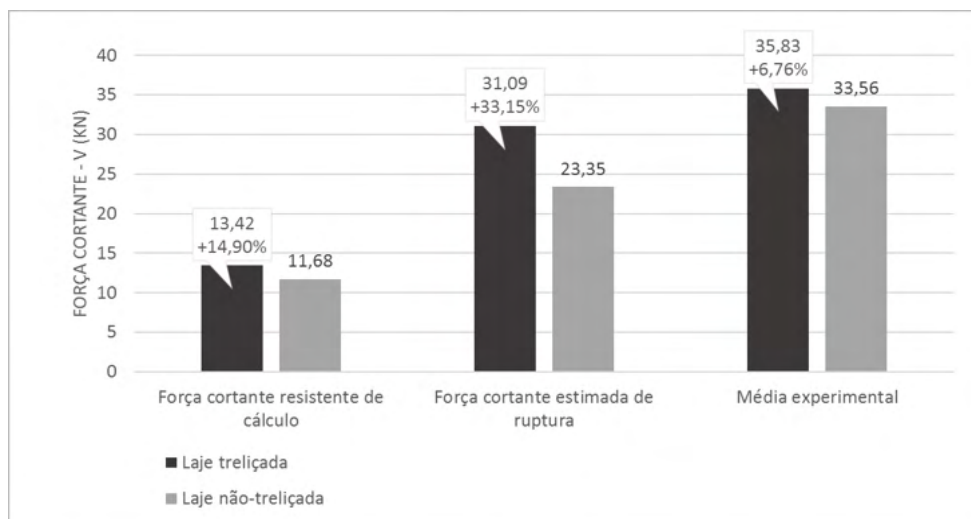


Figura 6 – Comparativo entre resultados teóricos e experimentais.

Ao comparar os dados referentes aos resultados médios de ruptura obtidos nos ensaios com os resultados teóricos pôde-se obter a Tabela 8, elaborada de maneira a facilitar a visualização e compreensão das diferenças.

Parâmetro	Média exp. (kN)	Desvio padrão (kN)	Coef. de variação	Força cortante estimada de ruptura (kN)	Relação entre a força cortante estimada de ruptura e experimental	Força cortante resistente de cálculo (kN)	Relação entre a força cortante de cálculo e experimental
Lajes não-treliçadas	33,56	7,50	22,32%	23,35	69,58%	11,68	34,80%
Lajes treliçadas	35,83	3,28	9,15%	31,09	86,77%	13,42	37,45%
Diferença	2,27 (6,67%)	4,22	13,17%	7,74 (33,15%)	17,19%	1,74 (14,90%)	2,65%

Tabela 8 - Proporções entre resultados experimentais e teóricos.

Observou-se que as lajes treliçadas apresentaram resistência média ao cisalhamento de 6,76% acima da média experimental das lajes não-treliçadas. É interessante ressaltar ainda, que mais do que resistência, a treliça proporcionou estabilidade às lajes e melhor controle devido à baixa variabilidade de resultados.

Por sua vez as lajes não-treliçadas apresentaram comportamento inesperado, com um valor médio 43,73% superior ao valor estimado de ruptura e até 187,33% superior aos

valores de força cortante resistente de cálculo.

5 | CONCLUSÕES

O presente trabalho abordou a análise da força cortante em lajes com vigotas treliçadas através de ensaio de ruptura de três protótipos de lajes com armadura treliçada e três equivalentes sem uso de treliças, no formato laje pré-moldada, onde todos os protótipos romperam ao cisalhamento. Então, compararam-se os resultados experimentais aos resultados calculados conforme a NBR 6118:2014, notando assim que todas as lajes ensaiadas romperam acima do previsto em cálculo.

Conclui-se, portanto, que a média das forças cortantes experimentais das lajes treliçadas resistiu em média 6,76% mais que as lajes sem armadura transversal, sendo esta a contribuição da treliça para resistência à força cortante.

Ao comparar os resultados experimentais com os resultados teóricos, verifica-se que o resultado de força cortante estimada de ruptura das lajes treliçadas foi de 86,77% da força cortante experimental, enquanto para as lajes sem armadura transversal, a força cortante estimada de ruptura resultou em 69,58% do resultado experimental obtido.

Isso demonstra, com base nos estudos realizados, que o método teve comportamento satisfatório quanto ao cálculo de estimativa de ruptura para os protótipos com armadura treliçada, sem grande margem abaixo do ensaiado. Porém, para as lajes sem armadura transversal, o modelo de cálculo apresentou-se demasiado conservador a favor da segurança, subestimando a resistência das lajes não-treliçadas, o que pode causar superdimensionamento da estrutura.

Conclui-se ainda que, além da resistência à força cortante adicional de 6,76% acima do encontrado para as lajes sem uso de treliça, tal armadura proporciona maior ductibilidade à nervura da laje, enquanto as lajes sem armadura transversal apresentam comportamento frágil, apesar de terem boa resistência, o que foi constatado no comportamento da laje LNT1.

Por fim, principalmente quanto às lajes sem armadura transversal, recomenda-se, para trabalhos futuros, que seja aumentado o número de corpos de prova de lajes ensaiados de modo reduzir as incertezas quanto à variabilidade dos resultados experimentais e assim proporcionar uma maior acurácia na análise dos modelos teóricos estudados.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto –Procedimento. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2014.

CAIXETA, D. P. Contribuição ao estudo de lajes pré-fabricadas com vigas treliçadas. Dissertação, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, Brasil, 1998.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. Construções de concreto. Interciência, 273 p., v. 1-3, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1977.

COMPARAÇÃO DE ARMADURA MÍNIMA EM VIGAS PROTENDIDAS EM PÓS-TRAÇÃO ADERENTE COM CAD E CRF

Data de aceite: 01/04/2022

Fernando Machado Parizi
Parizi Engenharia/ Projetos

RESUMO: O presente trabalho apresenta a verificação para Armadura Mínima de vigas protendidas com pós-tração aderente utilizando Concreto de Alto Desempenho (CAD) e Concreto Reforçado com Fibras (CRF). Para tanto serão aplicadas as análises para Estado Limite de Serviço (ELS) e Estado Limite Último (ELU) propostos pela NBR 6118:2014. Como a NBR 6118:2014 não faz distinção de níveis de protensão ou pós-tração aderente e não aderente, portanto não aceitando armadura ativa como armadura mínima, foi utilizado o cálculo de armadura mínima sugerido por PEREIRA e CARPINO (2016), sendo esse método recomendável somente para Vigas de pós-tração aderente e Protensão Completa, que consiste de utilizar o Momento mínimo da NBR 6118:2014. Para evitar armadura desnecessária PEREIRA e CARPINO ainda sugerem que se 90% do momento de cálculo for superior a soma do momento de fissuração e do momento mínimo a armadura mínima adicional não será necessária. Como segundo a ACI 318-14 a armadura mínima adicional é desnecessária se 90% do momento de cálculo for superior a 1,20 do momento de Fissuração. Ambos os métodos foram validados neste estudo. Foram realizados cálculos manuais e cálculos utilizando Método dos Elementos

Finitos (MEF) através do software ADAPT-Floor Pro 2017. Os cálculos da influência das Fibras levam em consideração a Equivalência Estática e foram realizados somente de maneira manual, sendo esse valor comparado ao Momento de fissuração do concreto.

PALAVRAS-CHAVE: Viga; Protendido; Pós-Tração Aderente; CAD; CRF.

ABSTRACT: The present work presents the verification for Minimum Reinforcement of prestressed beams with bonded post-tension using High Performance Concrete (CAD) and Fiber Reinforced Concrete (FRC). To this end, the analyzes for Service Limit State (ELS) and Ultimate Limit State (ELU) proposed by NBR 6118:2014 will be applied. As NBR 6118:2014 does not distinguish between adherent and non-adherent prestressing or post-tension levels, therefore not accepting active reinforcement as minimum reinforcement, the minimum reinforcement calculation suggested by PEREIRA and CARPINO (2016) was used, this method being recommended only for bonded post-tension beams and complete prestressing, which consists of using the minimum moment of NBR 6118:2014. To avoid unnecessary reinforcement, PEREIRA and CARPINO also suggest that if 90% of the design moment is greater than the sum of the cracking moment and the minimum moment, the additional minimum reinforcement is not necessary. As per ACI 318-14, the additional minimum reinforcement is unnecessary if 90% of the design moment is greater than 1.20 of the Cracking moment. Both methods were validated in this study. Manual calculations and calculations

were performed using the Finite Element Method (FEM) through the ADAPT-Floor Pro 2017 software. The calculations of the influence of Fibers take into account the Static Equivalence and were performed only manually, this value being compared to the Moment of concrete cracking. **KEYWORDS:** Beam; Post-tension; Adherent post-tension; CAD; CRF.

1 | INTRODUÇÃO

1.1 Momento da Construção no Brasil

Nos últimos anos o Brasil vive uma notada evolução no tocante ao concreto protendido, com o advento de novos materiais e de novos sistemas de cabos, a revisão da NBR 6118:2014 e principalmente a consolidação do INAE (Instituto Nacional de Estruturas Protendidas) como agente de divulgação do sistema construtivo e centralizador de pesquisa e desenvolvimento de inovações.

Cada vez mais empresas contratam projetos utilizando Concreto Protendido seja em Vigas, Lajes ou Fundações. A economia final e os ganhos com eliminação de flechas e patologias destas obras pode ser marcante, mas para tanto os projetos devem ser bem confeccionados.

Paralelo ao crescimento do Concreto Protendido e de seus estudos no Brasil acontece um processo de inovação em outros materiais. Notadamente o Concreto usinado brasileiro se encontra em um ciclo de aumento das resistências e queda de preços. O professor Oswaldo Cascudo em palestra no 21º ENECE destacou como a utilização de aditivos melhora a eficiência do cimento, aumentando a resistência do concreto enquanto utiliza menos cimento. Assim concretos de alta resistência (CAR) serão cada vez mais acessíveis.

1.2 A Questão da Armadura Mínima

Entendem-se através do item 3.1.4 da NBR 6118:2014 que elementos de concreto protendido são aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão, com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura, bem como propiciar aproveitamento de aços de alta resistência no estado-limite último (ELU).

Existem diversas maneiras de classificar o concreto protendido, para CARVALHO (2017) a principal delas consiste na consideração do mecanismo de aderência entre a armadura de protensão (armadura ativa) e o concreto. Assim podemos classificar em: concreto protendido com aderência inicial (pré-tração), com aderência posterior (pós-tração aderente) e sem aderência (pós-tração sem aderência), onde valores-limites da força na armadura de protensão não podem superar os valores decorrentes da limitação das tensões no aço correspondentes a essa situação transitória.

Como a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto e pode ser avaliada de uma maneira

simplificada segundo as condições de exposição da estrutura, sendo assim podem-se traçar critérios de projeto que visam à durabilidade da estrutura. Diante desse aspecto a NBR 6118:2014 mostra exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura em função das classes de agressividade ambiental em sua tabela 13.4. No tocante à fissuração do concreto protendido, que acontece com menor probabilidade, as mesmas podem ser nocivas uma vez que existe a possibilidade de corrosão sob tensão das armaduras. Embora as normativas tentem estimar uma abertura de fissura que não implique em perda de durabilidade ou perda de segurança existe ao mesmo tempo a possibilidade de monitorar fissuras reais, pois eventualmente elas podem ultrapassar os valores-limite estabelecidos.

Os níveis de protensão tem relação com a intensidade da força de protensão, que, por conseguinte são proporção da armadura ativa utilizada em relação à passiva, e basicamente a normativa brasileira trabalha com três níveis de protensão que são: Protensão Parcial (nível 1), Protensão Limitada (Nível 2) e Protensão Completa (Nível 3). Assim dependendo da classe de agressividade ambiental torna-se necessário mudar o nível da protensão bem como o mecanismo de aderência entre a armadura de protensão e o concreto, obviamente para garantir as exigências de durabilidade da estrutura. Vale ressaltar que a apresentação da tabela 13.4 da NBR 6118: 2014 é confusa e deve ser revisada para a próxima revisão da norma, explicitando melhor a relação entre Classes de agressividade e níveis e métodos de protensão.

Atualmente na NBR 6118:2014, em seu item 17.3.5.2, a armadura mínima para vigas protendidas pode ser determinada sem que haja distinção de níveis de protensão (parcial, limitada, completa) e sem levar em conta o mecanismo de aderência entre a armadura de protensão e o concreto. Essa abordagem difere do método apresentado pela ACI 318:2019 em seu item 9.6.2 uma vez que esta apresenta verificações para o cálculo da armadura mínima levando em conta o mecanismo de aderência entre a armadura de protensão e o concreto. O curioso é que a NBR 6118:2014 em sua tabela 19.1 fornece armaduras mínimas para Lajes que considera valores diferentes de valores mínimos de armadura passiva para protensão aderente e não-aderente.

PEREIRA E CARPINO (2016) propõe uma nova metodologia de avaliação da necessidade de armadura passiva mínima. Segundo este método, válido somente para Vigas com protensão aderente, caso 90% do Momento máximo de cálculo é superior a soma do Momento de fissuração e do Momento mínimo, calculado segundo o item 17.3.5.2.1 da NBR 6118:2014, a armadura mínima é dispensável.

O trabalho de PEREIRA e CARPINO (2016) comparou as três metodologias utilizando concreto de resistência convencional.

Assim o presente artigo objetivou estudar as três metodologias utilizando Concreto de Alta Resistência (CAR) e os efeitos do aumento de resistência do concreto no cálculo das armaduras mínimas. Para tanto foi calculada Viga com pós tensão aderente e concreto

de resistência à compressão de 50 MPa. Os cálculos foram realizados de forma manual e através de software de elementos finitos (ADAPT - Floor Pro 2016).

1.3 Concreto Reforçado com Fibras

O Concreto Reforçado com Fibras (CRF) é um material compósito, caracterizado por uma matriz cimentícia com fibras descontínuas. As fibras usuais são artificiais, podendo ser inorgânicas: aço e vidro ou orgânicas de polímeros sintéticos: polipropileno, PVA e acrílico.

A aplicação do CRF para fins estruturais, aplicação que será trabalhada no presente artigo, implicaria no uso em projetos que consideram a resistência residual pós-fissuração proporcionada pelo reforço das fibras. Porém, no presente trabalho, o CRF será utilizado como alternativa à armadura passiva mínima em vigas de concreto protendido com pós-tensão aderente.

Para balizar a utilização do CRF, foram utilizadas a recém-publicada NBR 16935:2021 (norma publicada após a aprovação do resumo deste artigo) e notas de aula do professor Marco A. Carnio.

2 | METODOLOGIA

2.1 Cálculo do Concreto Protendido

Esse artigo adota o método exploratório através da aplicação de estudo de caso pois, conforme descrito por YIN (1989), se trata de método preciso para responder as questões “como” e “porque”. Portanto foi adotada uma viga de seção retangular, bi apoiada, representada através da figura 1, cuja classe de agressividade assumida foi a II (Urbana) sendo a utilização da viga para pontes rodoviárias.

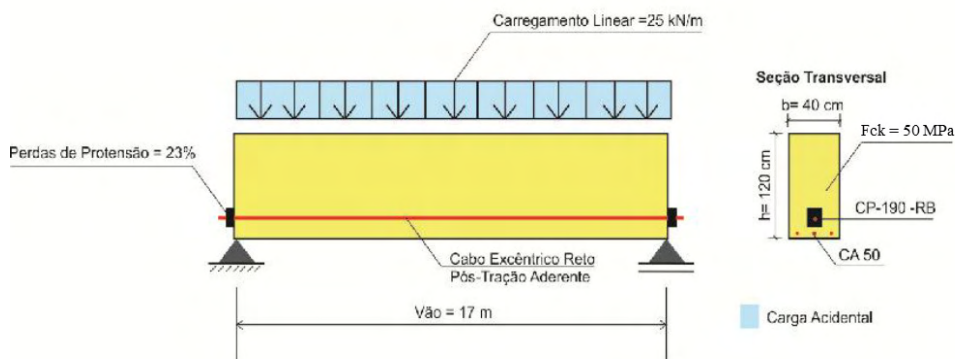


Figura 1 - Viga adotada (Fonte: o autor).

Fica evidente que o dimensionamento da armadura longitudinal de flexão em

concreto armado e protendido deve ser feito para atender condições dos estados limites último e de serviço, porém torna-se usual para concreto protendido dimensionar a armadura para condições de serviço e verificá-la na ruptura. Assim a figura 2 mostra os estágios de uma viga protendida referentes à ELS (Estado-Limite de Serviço) e ELU (Estado-Limite Último).

Visando facilitar o entendimento dos estágios torna-se necessário elucidar as nomenclaturas que são:

ELS-D = Estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração restante na seção. Verificação usual no caso de concreto protendido.

ELS-F = Estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado-limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a f_{ct} .

ELS-W = Estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados em 13.4.2 da NBR 6118:2014. Porém para esse caso não será verificada essa condição uma vez que não teremos protensão parcial.

ELU = Estado-Limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.

Levando em conta a tabela 13.4 da NBR 6118:2014 e os critérios de projeto já comentados, existe a necessidade de verificação da viga considerando protensão limitada e protensão completa. Para tanto serão realizadas quatro verificações:

Protensão limitada (nível 2) para ELS-F em Combinação Frequente.

Protensão limitada (nível 2) para ELS-D em Combinação Quase Permanente.

Protensão completa (nível 3) para ELS-F em Combinação Rara.

Protensão completa (nível 3) para ELS-D em Combinação Frequente.

CHOLFE (2017) introduz as perdas de Protensão mencionando que a força de protensão é o elemento fundamental das peças de concreto protendido e que ela aplicada através da armadura ativa, depende de componentes físicos como o aparelho tensor, as bainhas com sua geometria e ancoragens terminais. Depende também do comportamento intrínseco dos materiais aço e concreto cujo projeto deve prever as perdas da força de protensão em relação ao valor inicial (P_i) aplicado no aparelho tensor, ocorridas antes da transferência da protensão ao concreto (perdas iniciais de pré-tração), durante essa transferência (perdas imediatas) e depois, ao longo do tempo, durante a vida útil da estrutura (perdas progressivas). Assim pode-se calcular a força P_0 com relação as perdas imediatas e também a força P_∞ após as perdas progressivas. Diante da complexidade do assunto e por não ser o foco do artigo adotou-se as perdas de protensão totais em 23%, valor que corrobora com os encontrados em bibliografias e pode ser visto de uma maneira mais completa através de FREITAS (2018).

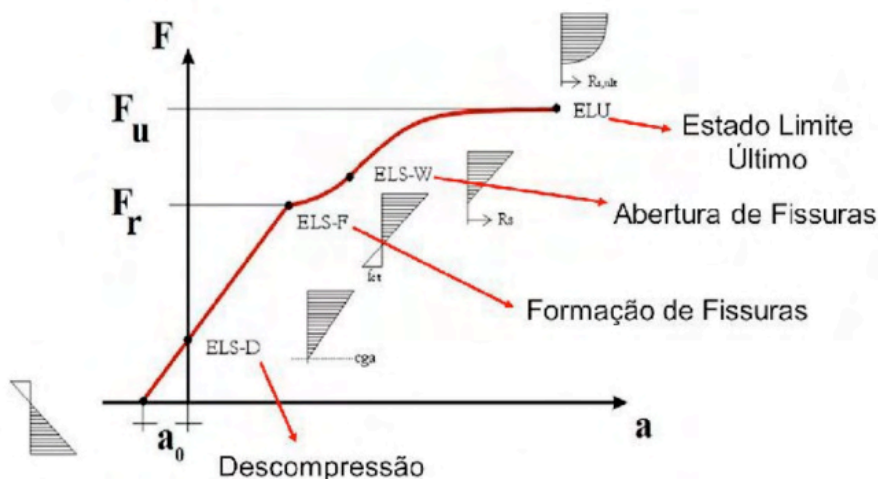


Figura 2-Estágios de uma Viga Protendida no ELS e ELU(PEREIRA E CARPINO (2016)).

A NBR 6118:2014 especifica no item 9.6.1.2.1 os valores-limites por ocasião da operação de protensão, que para pós-tração por ocasião da aplicação da força P_i , a tensão σ_{pi} da armadura de protensão na saída do aparelho de tração deve respeitar os limites 0,74 f_{ptk} e 0,87 f_{pyk} para aços da classe de relaxação normal e 0,74 f_{ptk} e 0,82 f_{pyk} para aços da classe de relaxação baixa, como pode ser observado na figura 1 o presente estudo utiliza aço Relaxação Baixa. Ao término da operação de protensão, a tensão $\sigma_{p0}(x)$ da armadura pré-tracionada ou pós-tracionada, decorrente da força $P_0(x)$, não pode superar os limites estabelecidos em 9.6.1.2.1-b da NBR 6118:2014. Vale lembrar que a cordoalha utilizada no artigo foi a CP-190RB, ou seja, com f_{ptk} de 1900 MPa e f_{pyk} de 1700 MPa de baixa relaxação, que respeita as especificações da NBR 7483:2008.

A NBR 8681:2003 fixa os requisitos exigíveis na verificação da segurança das estruturas usuais da construção civil e estabelece as definições e os critérios de quantificação das ações e das resistências a serem consideradas no projeto das estruturas de edificações, quaisquer que sejam sua classe e destino. Assim, devemos aplicar os fatores de redução Ψ_1 e Ψ_2 referentes às combinações de serviço, que no nosso caso são 0.5 e 0.3, respectivamente.

Para a viga estudada as condições de carregamento, as combinações necessárias e os critérios a serem respeitados estão na figura 3 a 6 abaixo:

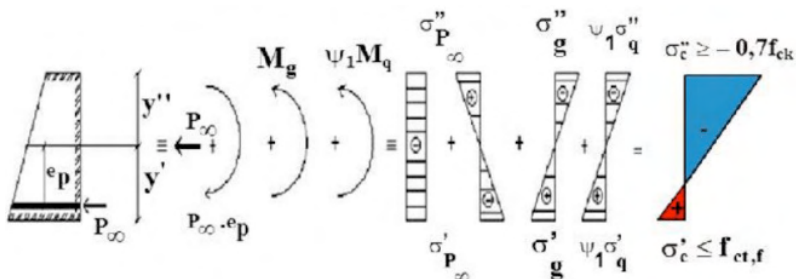


Figura 3—Verificação ELS-F -Combinação Frequente, Protensão Limitada(PEREIRA E CARPINO (2016)).

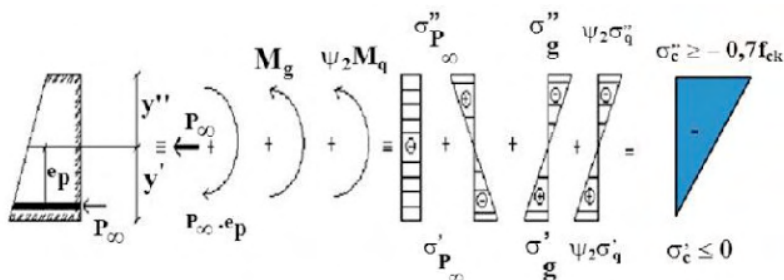


Figura 4 – Verificação ELS-D - Combinação Quase Permanente, Protensão Limitada (PEREIRA E CARPINO (2016)).

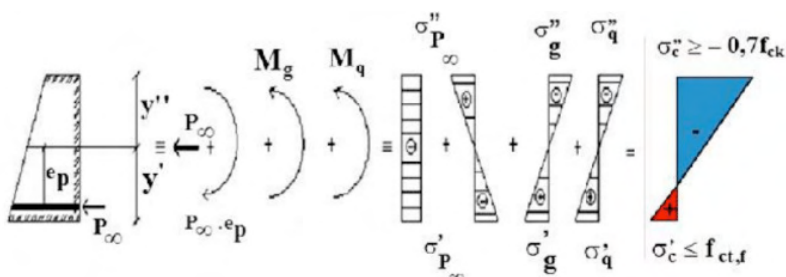


Figura 5—Verificação ELS-F -Combinação Rara, Protensão Completa(PEREIRA E CARPINO (2016)).

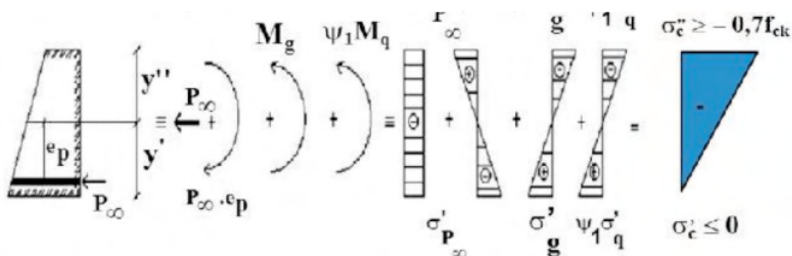


Figura 6—Verificação ELS-D -Combinação Frequente, Protensão Completa(PEREIRA E CARPINO (2016)).

Nota-se também a importância de verificar o ELS-CE (Estado Limite de Serviço – Compressão Excessiva) que verifica se, em algum ponto da viga, a Compressão gerada pela protensão supera os valores de resistência do concreto.

Os cálculos, inicialmente, foram realizados de maneira manual. Para ampliar a confiabilidade dos resultados o cálculo também foi realizado utilizando uma ferramenta computacional para verificação das análises estruturais. A ferramenta computacional escolhida foi o ADAPT-Floor Pro 2016, programa computacional desenvolvido para análise avançada e detalhada de estruturas em concreto armado e/ou protendido que utiliza do Método dos Elementos Finitos (MEF) para realização do Cálculo.

2.2 Armadura Mínima

Segundo a NBR 6118:2014 a ruptura frágil das seções transversais, momento da formação da primeira fissura, deve ser evitada considerando-se, para o cálculo das armaduras, um momento mínimo dado pelo valor correspondente ao que produziria a ruptura da seção de concreto simples, supondo que a resistência à tração do concreto seja dada por $f_{ctk,sup}$. Seguindo a premissa da normativa brasileira citada acima em seu item 17.3.5.2.1 a armadura mínima de tração, em elementos estruturais armados ou protendidos deve ser determinada pelo dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo dado pela expressão da equação 1 abaixo, respeitada a taxa mínima absoluta de 0.15%.

$$M_{d,min}=0,8 \times W_0 \times f_{ctk,sup} \quad (1)$$

Onde:

$M_{d,min}$ = Momento mínimo em kN*m

W_0 = módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada em m³

$f_{ctk,sup}$ = resistência característica superior do concreto à tração em MPa

Já na ACI 318:2019 em seu item 9.6.2 existe claramente uma diferenciação no cálculo da armadura mínima para protensão aderente e não aderente, além da consideração para diversos elementos estruturais protendidos. Assim para vigas protendidas aderentes a quantidade total de A_s e A_{ps} , deve ser adequada para desenvolver uma carga majorada de até 1.2 vezes a carga de fissuração calculada com base no f_r , lembrando que A_s é a armadura passiva, A_{ps} a armadura ativa e f_r o módulo de ruptura do concreto. Essa condição pode ser verificada de acordo com a equação 2.

$$\phi M_d \geq 1,2 \times M_r \quad (2)$$

Onde:

ϕ = fator de redução = 0.9 (elemento tracionado)

M_d = Momento máximo de cálculo em kN*m

M_r = Momento de fissuração em kN*m

$$M_r = f_r \times W_0 \quad (3)$$

$$f_r = 7,5 \times \lambda \times \sqrt{f_{c'}} \quad (4)$$

Onde:

f_r = módulo de ruptura do concreto em PSI

λ = fator de correção, para concretos de peso normal igual a 1

$f_{c'}$ = resistência a compressão do concreto em PSI

É importante observar que para a obtenção do módulo de ruptura f_r a equação 4 deve ser utilizada em PSI e somente transformada ao fim.

Para vigas com protensão não aderente, o mínimo de área no reforço passivo longitudinal $A_{s,min}$ pode ser encontrado na equação 5.

$$A_{s,min} = 0,004 \times A_{ct} \quad (5)$$

Onde:

A_{ct} = parte da área da seção transversal entre face tracionada e o centroide da seção bruta em m^2

Levando em consideração as duas normativas citadas fica evidente que a NBR 6118:2014 impõe o uso de uma armadura mínima e a ACI 318:2019 deixa uma verificação conforme a equação (2) que caso seja satisfeita não há a necessidade de colocação da armadura passiva mínima.

PEREIRA e CARPINO (2016) sugerem outra análise que pode ser utilizada levando em conta tanto o momento de fissuração quanto o momento mínimo, e pode ser vista através da equação 6.

$$\phi M_d \geq M_r + M_{d,min} \quad (6)$$

Onde:

ϕ = fator de redução = 0.9 (elemento tracionado)

M_d = Momento máximo de cálculo em $kN \cdot m$

M_r = Momento de fissuração em $kN \cdot m$

$M_{d,min}$ = Momento mínimo (de acordo com a equação (1)) em $kN \cdot m$

Caso a Equação 6 seja satisfeita não haveria necessidade de colocação de armadura passiva mínima.

É importante ressaltar que essa condição só é válida para Protensão Aderente. Uma vez que mesmo em caso de perda da força de protensão a armadura ainda iria atuar como armadura passiva (normalmente numa taxa superior a solicitada pela equação 5 ou nos 0,15% da NBR 6118:2014). Já para protensão não-aderente existe o risco do escorregamento das cordoalhas por dentro da bainha e perda de toda a armadura, não

podendo assim ser considerada como armadura passiva em caso de perda da protensão.

2.3 Cálculo do CRF

O modelo de cálculo para dimensionamento utilizando CRF utiliza a Equivalência estática, logo o valor da força resistente à Tração direta do CRF, f_{Ftu} , deve ser equivalente ao Momento aplicado na peça. Neste estudo o CRF é utilizado em conjunto com protensão aderente, assim a equivalência a ser utilizada para a Força do CRF será com o Momento de fissuração.

$$f_{Ftu}=f_R / 3 \tag{7}$$

O estudo obteve: $f_r = 4,4\text{MPa}$, logo a Resistência à Tração direta do CRF, f_{Ftu} , será de 1,47 MPa. Este valor se trata do valor característico de resistência do CRF, sendo utilizada a Equação 8 para cálculo do valor médio:

$$f_{Ftu}=0,7\times f_{Ftu, m} \tag{8}$$

Utilizando a resistência característica, será especificado o CRF a ser utilizado.

Logo, $f_{Ftu,m}$ será de 2,1 MPa.

Considerando a utilização de Fibras de Aço, é indicada a mistura de 45 quilogramas de fibra de aço para cada metro cúbico de concreto para a obtenção desta resistência.

3 I RESULTADOS

Através dos resultados obtidos tanto pelo cálculo manual, quanto pela utilização de Software foi gerada a Tabela 1 abaixo:

Nível de Protensão	Combinação	Estado Limite	Cálculo Manual			Cálculo Adapt			Variação
			P ∞	Borda Inferior (σ')	Borda Superior (σ'')	P ∞	Borda Inferior (σ')	Borda Superior (σ'')	
			(kN)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	%
Limitada	Frequente	ELS-F	658.9	4.07	-6.82	630.0	2.83	-3.31	-4.59%
	Quase-per	ELS-D	939.3	0.00	-3.91	945.0	-0.32	-2.67	0.61%
Completa	Frequente	ELS-D	1180.1	0.00	-4.92	1155.0	-0.32	-3.30	-2.17%
	Rara	ELS-F	1261.0	4.07	-9.33	1260.0	2.04	-4.65	-0.08%
Limitada	Normal	ELU	1261.0	4.07	-9.33	1260.0	2.19	-4.55	-0.08%
Completa	Normal	ELU	1782.2	0.00	-7.43	1785.0	-0.33	-4.55	0.16%

Tabela 1 - Tensões na Viga (compressão indicada como negativa e tração como positivo).

Na verificação do ELU para protensão limitada teríamos 12 cordoalhas ø 12,7mm

+ 9,37cm² de armadura passiva CA 50 ou seja 3 barras de \varnothing 20mm, valor maior que a armadura mínima absoluta de 0,15% que exigiria somente 7,2cm². Já para o cálculo com Protensão Completa seriam usadas 17 cordoalhas \varnothing 12,7mm sem necessidade de armadura passiva no combate dos esforços.

Como visto anteriormente neste artigo, a não utilização de armadura passiva não é permitido pela NBR 6118:2014 e carece de verificações pela ACI 318:2019.

Para NBR 6118:2014 temos $p_{min} = 0,15\% = 7,2\text{cm}^2$.

Utilizando as Equações 3 e 4 obtém-se: $M_r = 422,4\text{kN}\cdot\text{m}$

Pela ACI 318:2019 é realizada a verificação utilizando a equação 2:

Sendo:

$M_d = 1.871,27\text{kN}$

$$0,9 \cdot 1871,27\text{kN}\cdot\text{m} > 1,2 \cdot 422,4\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$1684,15\text{kN}\cdot\text{m} > 506,88\text{kN}\cdot\text{m} \text{ (Ok!)}$$

Assim, no exemplo analisado não seria necessária a aplicação de armadura passiva mínima adicional segundo a ACI 318:2019.

Seguindo a verificação para o método proposto por PEREIRA e CARPINO (2016), utilizando a equação 6 e sabendo que $M_{d,min}$ é igual a 406kN*m, obtém-se:

$$0,9 \cdot 1871,27\text{kN}\cdot\text{m} > 422,4\text{kN}\cdot\text{m} + 406\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$1684,15\text{kN}\cdot\text{m} > 828,7\text{kN}\cdot\text{m} \text{ (Ok!)}$$

No presente estudo o método de verificação proposto por PEREIRA e CARPINO obteve o mesmo resultado de não necessidade de utilização de armadura passiva mínima adicional. Porém os valores a serem comparados com o momento máximo são 63,5% superiores ao método do ACI, logo muito mais propensos a não permitirem a não utilização de armadura passiva mínima adicional.

Ao considerar a substituição da Armadura mínima por Fibras de Aço, foi obtida a necessidade de utilização de 45 kg/m³. Considerando que a taxa de armadura mínima calculada foi de 7,2cm², equivalente a 96,1 kg ao longo da viga. Considerando que a viga utiliza 8,16 m³ de concreto, este teor de fibra resultaria na aplicação de 367 kg de fibra, equivalente à 382% da armadura mínima de norma.

4 | CONCLUSÕES

Foram realizados os cálculos para a viga protendida de seção retangular, verificando o Estados-Limite de Serviço (ELS) e Estado-Limite Último (ELU), sistema pós-

tração aderente com o uso de protensão limitada e protensão completa, com cálculos manualmente e pelo software ADAPT-Floor Pro 2016 utilizando de CAR de 50MPa e de acordo com NBR 6118:2014 obtendo-se resultados equivalentes e próximos. Assim pode-se concluir que o software apresentou resultados confiáveis quando a modelagem estrutural foi válida, ressaltando que o ADAPT, apesar de ser um produto norte-americano, contém as combinações e critérios da norma brasileira.

Foi constatado que a utilização do concreto de maior resistência permite armadura ativa menor que o usual quando se tratou da avaliação de Estado limite de serviço de abertura de Fissuras e Estado limite último com Protensão limitada, não obtendo ganho algum de performance quando estudados os outros estados limites.

Constatou-se que para o cálculo da armadura mínima passiva em vigas de acordo com a NBR 6118:2014 não existe uma distinção entre utilização de protensão aderente e não aderente, já na ACI 318-19 existe tal separação, com equações distintas para cada caso.

Na NBR 6118:2014 embora o $M_{d,min}$ possa ser utilizado para calcular a armadura mínima existe a taxa mínima absoluta de 0.15% que deve ser respeitada.

Pode-se afirmar que as abordagens através da ACI 318:2014 e da equação sugerida por PEREIRA e CARPINO demonstraram resultados muito distantes, diferindo em 63,5%, o que mostra que a equação sugerida não deve se tornar um parâmetro de referência.

Com relação aos níveis de protensão fica evidente que tanto a equação 2, que provém da ACI 318:2019, quanto a equação 6 proposta por PEREIRA e CARPINO devem ser utilizadas preferencialmente para protensão completa, onde a força de protensão torna-se maior aproveitando de maneira mais eficiente o aço de protensão.

Conforme demonstrado neste artigo, a utilização de Fibras em substituição à armadura mínima não apresenta valores factíveis, exigindo a adição grandes quantidades de fibra (367 kg de fibra de aço contra 96,1 kg de aço CA-50).

Diante de todo contexto o autor possui o desejo de validar os cálculos teóricos aqui apresentados para armadura mínima transformando-a em experimental num futuro próximo através de ensaios em laboratório.

REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO: PROCEDIMENTOS, NBR 6118:2014**. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **CORDOALHAS DE AÇO PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO PROTENDIDO – ESPECIFICAÇÃO, NBR 7483:2008**. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS - PROCEDIMENTO, NBR 8681:2003**. Rio de Janeiro, ABNT, 2003.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS - PROCEDIMENTO, NBR 16935:2021**. Rio de Janeiro, ABNT, 2003.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-19 REPORTED BY ACI COMMITTEE 318. BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE**. Farmington Hills, ACI, 2019.

BILJAN, O. A.. **Post-Tensioned Buildings - Design and Construction**. Palo Alto, Adaptsoft, 2014.

CARNIO, M. A.. **Estruturas de Concreto com Fibras** – notas de aula. São Paulo, ABECE, 2019.

CARVALHO, R. C.. **Estruturas em Concreto Protendido** – cálculo e detalhamento. São Paulo, PINI, 2017.

CHOLFE, L.. **Concreto Protendido** – teoria e prática. São Paulo, PINI, 2017.

DOLAN, C. W. **Prestressed Concrete** – Building, Design, and Construction. Laramie, Springer, 2019.

FREITAS, M. P., et al.. Análise das Perdas de Protensão em Vigas de Concreto Protendido Pós-Tensionadas, **X Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas**. Rio de Janeiro, ABECE, 2018.

PEREIRA, K. R., et al.. Nova Abordagem para Verificação da Armadura Mínima em Vigas Protendidas Pós-Tração Aderente, **IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas**. Rio de Janeiro, ABECE, 2016.

MODOS DE FALHA EM BARRAGENS E O FENÔMENO DA LIQUEFAÇÃO

Data de aceite: 01/04/2022

Rafaela Baldi Fernandes

RESUMO: Por definição, um modo de falha é uma causa de falha ou uma forma possível pela qual um sistema pode falhar. Quando um sistema tem muitas formas possíveis de falha, tem vários modos de falha ou riscos concorrentes, que devem ser avaliados de forma isolada e, posteriormente, considerando a influência de um sobre os demais.

PALAVRAS-CHAVE: Liquefação, modo de falha, barragens.

ABSTRACT: By definition, a failure mode is a cause of failure or a possible way in which a system can fail. When a system has many possible forms of failure, it has several failure modes or competing risks, which must be evaluated in isolation and, subsequently, considering the influence of one on the others. Static liquefaction is associated with the geotechnical characteristics of the material and loading conditions, and dynamic liquefaction with natural or induced earthquakes. In this sense, it is not necessarily a cause of failure and, only in some cases, it contributes to the global instability of a structure. The failure of dams where the phenomenon of liquefaction occurs is attributed to the failure mode of structural instability, when there is a generalized loss of strength of the structure, causing the collapse.

KEYWORDS: Liquefaction, failure mode, dams.

Por definição, um modo de falha é uma causa de falha ou uma forma possível pela qual um sistema pode falhar. Quando um sistema tem muitas formas possíveis de falha, tem vários modos de falha ou riscos concorrentes, que devem ser avaliados de forma isolada e, posteriormente, considerando a influência de um sobre os demais.

A liquefação estática está associada às características geotécnicas do material e das condições de carregamento e, a liquefação dinâmica à sismos naturais ou induzidos. Nesse sentido, não é necessariamente uma causa de falha e, somente em alguns casos, contribui para a instabilidade global de uma estrutura. A falha de barragens onde o fenômeno da liquefação ocorre é atribuída ao modo de falha de instabilidade estrutural, quando há uma perda generalizada de resistência da estrutura, causando o colapso.

As areias fofas, geralmente, apresentam uma tendência de redução de volume ao serem carregadas, o que gera uma condição de elevação de poropressão instantânea e, conseqüentemente, uma perda súbita de resistência, uma vez que há uma diminuição da tensão efetiva. Para as areias compactas, a tendência é de elevação de volume, com geração de poropressão negativa (sucção). Teoricamente, na fase inicial do carregamento, as areias compactas apresentam uma ligeira redução de volume mas, em função da dilatância,

que é caracterizada como o obstáculo gerado pelo contato grão-grão, a representatividade é do aumento de volume, que considera a passagem de um grão sobre o outro. Areias fofas e areias compactas tem comportamento muito distinto em ensaios triaxiais, o que remete a parâmetros de resistência diferenciados. Ao estabelecer o índice de vazios crítico, ou seja, quando a areia não dilata e não contrai com o cisalhamento, ou em outras palavras, quando há deformação sem alteração de volume, é possível identificar se trata-se de uma areia fofa ou compacta. Areias fofas tem índice de vazios maior que o índice de vazios crítico e, areias compactas, menores. Sob carregamento axial, solos com índice de vazios maior que o crítico, apresentam compressão pela expulsão de água do sistema, com consequente geração de poropressão positiva, haja visto que não há drenagem. Desta forma, há uma diminuição da tensão efetiva, com redução da resistência ao cisalhamento, ampliando a possibilidade de que ocorra liquefação. O ângulo de atrito das areias é o somatório do ângulo de atrito grão-grão (ϕ_u), rearranjo dos grãos (ϕ_d) e dilatância (ψ), além de ser variável a depender do índice de vazios crítico (e_o).

Quando um carregamento é aplicado sobre uma massa de solo ou rejeitos, a tendência é de que esse material diminua o índice de vazios para compensar a deformação, até atingir a máxima resistência dos grãos. Nesse caso, se as partículas estão densamente dispostas em um arranjo, como no caso das areias densas e argilas compactas, ao serem carregadas, primeiro irão se afastar para se mover durante o cisalhamento e, assim, aumentar de volume, sendo caracterizadas como um material dilatante. Por outro lado, se as partículas estão em um arranjo mais solo, como no caso das areias fofas, argilas moles ou materiais que foram dispostos hidráulica e, há um agrupamento iniciado com o carregamento, quando a massa de solo comprime, diminui de volume e é característico de materiais contrácteis.

Em solos contrácteis saturados, a água inibe o movimento das partículas, fazendo com que tenha-se um acréscimo de poropressão. Considerando que a água é incompressível, ao continuar o carregamento, há ainda mais elevação de poropressão, reduzindo a tensão efetiva e, conseqüentemente, a resistência. Para os casos de carregamentos não drenados, onde não há fluxo de água (drenagem), a poropressão acelera o surgimento das tensões cisalhantes.

Desta forma, solos ou rejeitos granulares, saturados e com baixa densidade relativa, quando submetidos a um carregamento não drenado apresentam uma tendência de compressão e geração de poropressão positiva, ou seja, uma tendência à liquefação. O fenômeno da liquefação é caracterizado por uma elevada deformação decorrente da perda de resistência em solos sem coesão e saturados, com tendência à contração, durante o cisalhamento não drenado. Na literatura internacional, é referenciado por um comportamento denominado “*strain softening*”.

No caso das barragens com alteamento por montante, qualquer instabilidade no reservatório da estrutura afeta a fundação da parte do barramento apoiada sobre esse

reservatório. Aliás, esse é um dos motivos da condição geotécnica de se considerar segregação de rejeitos e adequado comprimento de praia, haja visto que se os materiais arenosos forem depositarem mais próximo ao barramento e, adensarem o suficiente para terem uma boa capacidade e suporte, minimiza-se possíveis perturbações nessa condição de ser um material de fundação para os alteamentos. Porções mais finas de rejeito, quando muito saturadas, como é o caso das polpas, possuem um tempo ampliado de adensamento e, em comparação com os materiais arenosos, geralmente, demoram a apresentar uma boa capacidade de suporte. Sendo assim, uma liquefação nos materiais dispostos no reservatório pode promover a instabilidade global dos barramentos alteados, fazendo com que toda essa massa instabilizada (material do reservatório + maciço alteado), atue como um carregamento dinâmico sobre o maciço inicial, considerando maciços em aterro argiloso compactado. Geralmente, esse carregamento excede as tensões resistentes, culminando em um colapso generalizado.

Para maciços e alteamentos que são construídos por hidrociclonagem, é uma condição de que o material arenoso (underflow) seja utilizado para construção do barramento e/ou alteamentos, sendo a porção fina depositada no reservatório. Para o caso de estruturas onde o dique inicial utiliza frações argilosas, devidamente compactada e com adequado sistema de drenagem, a parcela arenosa é utilizada para os alteamentos, mantendo-se a condição dos finos no reservatório. Nesse caso, parte da fração argilosa também pode ser depositada no reservatório, para que se forme um comprimento de praia e propicie uma melhor condição de fundação para os alteamentos. Para essa condição duas situações podem ser analisadas, como será apresentado a seguir.

No caso do maciço ser de material argiloso e os alteamentos de material ciclonado, com lançamento ou não de parte da fração arenosa no reservatório, a condição é muito parecida do caso genérico dos alteamentos por montante, quando um carregamento dinâmico proveniente da liquefação dos materiais do reservatório afeta a estabilidade global. Mas, no caso de maciço também construído com a fração arenosa, temos uma similaridade geotécnica dos materiais do maciço e reservatório pois, vieram de uma mesma jazida, passaram pelos mesmos processos de beneficiamento e, para disposição na barragem, somente foram separados granulometricamente. Nesse caso, uma liquefação no material do reservatório, além de promover um carregamento dinâmico, juntamente com a instabilidade dos alteamentos, induz o material do maciço a também se liquefazer, uma vez que as propriedades geotécnicas de ambos são similares.

A liquefação um fenômeno que acontece em solos contrácteis, saturados, confinados e em uma condição de carregamento não drenado. Ou seja, maciços de barragem sem alteamentos por montante, construídos com materiais que não apresentam potencial de liquefação, como é o caso de barramentos construídos com materiais não-contrácteis, podem ter a estabilidade afetada por conta de um carregamento dinâmico por liquefação dos materiais no reservatório mas, não é uma condição fundamental. Se devidamente

projetados para resistir a variações extremas de carregamento no reservatório, como devem ser, haja visto que o lançamento de polpa no reservatório já é um carregamento dinâmico, uma liquefação no reservatório não será um gatilho para uma falha estrutural (instabilidade global). A exceção é se o material utilizado no aterro também apresentar uma propensão a liquefação, quando o comportamento será similar ao dos aterros drenados.

As consequências da ruptura de uma barragem por falha estrutural decorrente do fenômeno da liquefação provoca deslocamentos de massa rápidos, de grande extensão, sendo que essa massa de solo flui até que as tensões cisalhantes de tornem pequenas.

O estudo do fenômeno da liquefação estática requer o entendimento da teoria do estado crítico dos solos granulares, da linha divisória entre estado crítico e estado permanente, além do parâmetro de estado e das razões de resistência de pico e liquefeita. Sendo assim, o potencial de liquefação de solos e rejeitos pode ser avaliado através de ensaios específicos. Em laboratório, o índice de vazios crítico pode ser obtido através de ensaios de cisalhamento direto mas, a deformação é limitada e há certa dificuldade em determinar os índices de vazio inicial e final durante o ensaio. Em ensaios triaxiais drenados de materiais compactos, a medição do índice de vazios não é representativa, uma vez que as mudanças de volume ocorrem em pequenas zonas onde a ruptura acontece. Para ensaios triaxiais drenados em materiais fofos, não há plano de ruptura e grandes deformações são necessárias para se ter índices de vazios crítico. Desta forma, percebe-se a dificuldade de obtenção do índice de vazios crítico mas, é um fato de que o índice de vazios crítico reduz com o aumento de tensões e, a análise da linha de estado crítico facilita essa compreensão sobre o potencial de liquefação, como apresentado na Figura 1. A linha de estado crítico (LEC) representa condições drenadas e refere-se a solos dilatantes e contrácteis. Para o caso de condições não drenadas, tem-se a linha de estado permanente (CSL ou EEP). As duas linhas são similares, sendo que no caso do estado crítico tem-se índice de vazios *versus* logaritmo da tensão confinante e , para linha de estado permanente, índice de vazios *versus* logaritmo da resistência não drenada S_u . Essa similaridades faz com que seja possível relacionar, diretamente, a resistência não drenada com as tensões confinantes, que é obtida em ensaios triaxiais não consolidados e não drenados (Tipo UU). Ambas, LEC ou CSL, separam o comportamento contráctil do dilatante, uma vez que para qualquer tensão média confinante efetiva p' , haverá algum índice de vazios no qual não há tendência para aumento e diminuição de volume durante o cisalhamento.

O parâmetro de estado é definido pela diferença entre o índice de vazios do solo in situ, antes do cisalhamento, para uma dada tensão confinante efetiva (e_0) e o índice de vazios do solo na condição de estado permanente, sob mesma tensão confinante, sendo $\psi = e_0 - e_{ep}$. Em gráficos do tipo índice de vazios *versus* logaritmo de p' , a distância de um determinado ponto referente a um índice de vazios até a linha de estado crítico representa a contractilidade, ou seja, o parâmetro de estado, como apresentado na Figura 2. De uma forma geral, valores positivos de ψ referem-se a solos com tendência a diminuir de volume,

ou seja, susceptibilidade a liquefação, ao passo de que solos com valores negativos de ψ , apresentam uma tendência a dilatar, ou seja, sem susceptibilidade a liquefação. Embora, em teoria, materiais contrácteis são os que tem $\psi > 0$, na prática, $\psi > -0,05$ muitas vezes é adotado como o limite.



Figura 1 – Linha de estado crítico e de estado permanente.

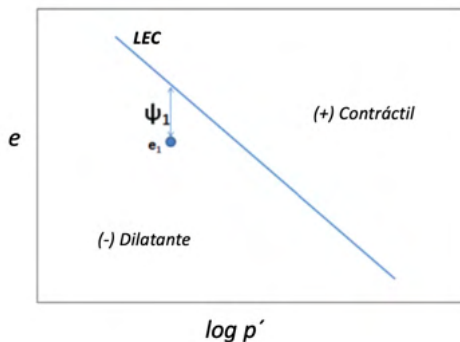


Figura 2 – Definição do parâmetro de estado em relação a LEC.

Durante a liquefação estática, a tensão cisalhante aumenta até a resistência de pico (P), deformando até o estado permanente e, nesse caso apresentando uma resistência liquefeita (S). Sendo assim, a linha característica é a linha de colapso ou linha de fluxo por liquefação (LFL), expressa em termos das resistências de cisalhamento de pico obtidas em ensaios triaxiais. Nesses casos, o gatilho da liquefação é ativado somente se a tensão cisalhante atuante ultrapassar a LFL durante um carregamento não drenado.

No caso da Figura 3, os pontos A e B estão abaixo do ponto de estado permanente e, nesse caso, representam material sem susceptibilidade a liquefação ou, ainda, carregamentos que não induzem a liquefação. Já os pontos C, D e E, acima do ponto de estado permanente, há um comportamento contráctil, com a mobilização de pico de resistência não drenada, ou seja, o material irá se deformar até atingir envoltória do estado permanente (EEP) no ponto da resistência liquefeita.

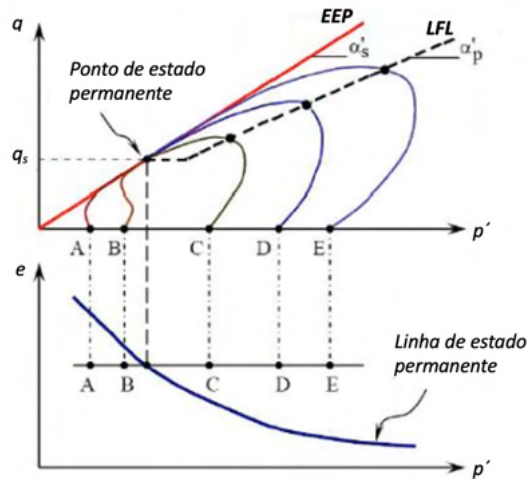


Figura 3 – Exemplo de análise para linhas LFL.

Olso (2001), correlaciona razões de resistência ao cisalhamento à penetrações normalizadas de ensaios SPT e CPT/CPTu, que permitem avaliar a susceptibilidade a liquefação, a propensão da ativação do gatilho de liquefação e a avaliação de estabilidade em relação a resistência liquefeita.

Robertson (2009), estabelece critérios para a análise de dados provenientes de ensaios CPTu que permitem avaliar, em campo, materiais com potencial de liquefação, através do gráfico de resistência a penetração do cone *versus* índice de atrito normalizado.

Sadrekarimi (2014), também apresenta correlações que permitem comparar o coeficiente resistência não drenada antes e depois do deslizamento fluido por liquefação, avaliando a perda de resistência.

A susceptibilidade de liquefação estática em um material é influenciada pela distribuição granulométrica da fração sólida, tipo de mineralogia, composição química, massa específica dos grãos, mudança do índice de vazios com o tempo, resistência ao cisalhamento drenado e não drenado, além de questões associadas a permeabilidade. Os gatilhos para a liquefação podem ser genericamente agrupados como sendo eventos de carregamento rápido, rápida elevação de freática, movimentos de massa na área de influência dos depósitos e qualquer situações que eleve, positivamente, a poropressão e reduza a tensão efetiva. Nas análises de estabilidade é importante que sejam considerados a resistência não drenada liquefeita, baseada em parâmetros $S_u(\text{liq})$, facilmente obtida através de correlações com ensaios do tipo CPTu.

Quando o cisalhamento de um solo saturado, contráctil, é lento, a poropressão se dissipa, produzindo uma condição drenada e, dessa forma, mantendo a resistência. Quando o cisalhamento de solo saturado, contráctil, é rápido, a poropressão não dissipa, produzindo uma condição drenada e, nesse caso, desencadeando um cisalhamento não

drenado.

Na liquefação estática, a tensão média confinante efetiva ou tensão de cisalhamento (p') em amostras de areia adensadas, quando apresentam um carregamento não drenado (rápido) e a trajetória de tensões atinge a envoltória de resistência, há uma perda rápida de resistência ou seja, liquefação. O descarregamento é drenado e ocorre de forma lenta mas, também ao atingir a envoltória de resistência indica uma perda de resistência (liquefação). Sendo assim, tem-se que liquefação estática ocorre tanto por carregamento quando por descarregamento.

Para a avaliação da liquefação dinâmica, realiza-se análises pseudo-estáticas e, a partir do valor de aceleração máxima estima-se uma força estática que represente o efeito sísmico, sendo considerado atuante na base do terreno. Esta aceleração é variável em cada região e, por exemplo, em Minas Gerais, é em torno de 0,15g. Após a estimativa ou medição da aceleração, este valor é convertido para uma força horizontal estática que equivale à metade da intensidade e, considerando a aceleração apresentada tem-se um valor de 0,075g. Para efeitos de sismo induzido (detonação), a força horizontal estática é da ordem de 0,050g. Nas análises, opta-se pelo maior valor estimado entre o sismo natural e o sismo induzido, considerando que, na prática, não ocorrem simultaneamente.

Nas detonações, as pressões nos furos é da ordem de 2 a 12 GPa, sendo a maior parte atuante na quebra do grão. Parte passa pelo maciço rochoso na forma de ondas e provocam vibrações, até que sejam dissipadas, sendo consideradas ondas de choque instáveis e ondas de alta velocidade (body waves). Há ainda uma parcela da pressão que é transmitida a atmosfera, provocando ruídos. A vibração do terreno está associada a ondas internas, ou de corpo, denominadas ondas primárias (P) e secundárias (S), além das ondas superficiais Rayleigh (R) e Love (L). As ondas P são, geralmente, de maior velocidade e pouco destrutivas, sendo as ondas S mais destrutivas em relação ao movimento de massa do solo. As ondas R e L são de baixa frequência, também muito destrutivas, e se propagam como um epicentro.

A extrusão lateral baseia-se na presença de areias fofas saturadas, sobrejacentes a lamas moles, com confinamento de argila

- Altura cresce e lama é carregada verticalmente
- As areias sobrejacentes tendem a se mover com a lama, mas possuem baixa ductilidade (flexibilidade)
- Resultado: surgem mudanças de tensão que tendem a reduzir o confinamento lateral das areias
- Induz ao colapso da areia saturada, ou desenvolvimento de trincas no material insaturado
- Pode ser observado em ensaios triaxiais drenado

A liquefação já vem sendo apontada como um dos fatores que podem culminar na

instabilidade de estruturas geotécnica desde o observado na ruptura de Aberfan em 1966, como demonstrado na Tabela 1. A liquefação estática está relacionada as características geotécnicas dos materiais e, a liquefação dinâmica, aos sismos, que podem ser divididos em sismos naturais ou induzidos. Mas, deve atentar para o fato de que trata-se de um fenômeno, inerente às características geotécnicas do material ou das condições de carregamento dinâmico, não sendo, necessariamente, um modo de falha.

Data	Local		Tipo	Tipo de liquefação
Janeiro, 2019	Brasil	Brumadinho (MG)	Ferro	Estática
Março, 2017	China	Tonglvshan Mine, Província Hubei	Cobre e Ouro	Estática
Novembro, 2015	Brasil	Fundão (MG)	Ferro	Estática
Outubro, 2010	Hungria	Reservatório 10 em Ajka	Bauxita	Estática
Março, 2004	USA	Big Bay Lake (Mississippi)	Acumulação de água	Estática
Fevereiro, 1994	África	Merriespruit	Ouro	Estática
Agosto, 1991	Canadá	Sullivan Mine, Kimberley, British Columbia	Chumbo e Zinco	Estática
Maio, 1986	Brasil	Itabirito, Minas Gerais	Metal	Estática
1985	USA	Olinghouse, Wadsworth, Nevada	Ouro	Estática
Outubro, 1980	USA	Tyrone, New Mexico	Cobre	Estática
Abril, 1975	Bulgária	Madjarevo	Chumbo, Zinco, Ouro	Estática
Fevereiro, 1972	Virgínia	Barragem 3 Pitson Coal	Carvão	Estática
Fevereiro, 1971	Los Angeles	Van Norman	Acumulação de água	Dinâmica
1970	África	Mufulira, Zambia	Cobre	Estática
1969	Espanha	Bilbao	Metal	Estática
Outubro, 1966	Reino Unido	Aberfan, Wales	Carvão	Estática

Tabela 1 – Rupturas de barragens associadas ao fenômeno da liquefação.

O estudo de falhas apresentado pelo ICOLD/USCOLD em 2001, contabilizou 517 casos de falhas, sendo associadas a galgamento, instabilidade de taludes, terremotos, fundação, infiltração, estruturais, erosão, subsidência de mina e casos desconhecidos. O CSP2, divulgou um levantamento referente a falhas em 289 rupturas, no ano de 2017,

separadas por causas desconhecidas, galgamento, instabilidade de taludes, terremotos, erosões interna e piping, falha estrutural da fundação, estrutural, erosão interna e subsidência. A WMTF divulgou em 2018 um levantamento similar ao apresentado pelo CSP”, inclusive com a mesma divisão relacionada aos modos de falha. AASDSO apresentou em um estudo referente aos anos de 2010-2017, cerca de 280 falhas, considerando galgamento, piping, problemas relacionados a vertedouros e comportas, estabilidade de taludes, deficiência da fundação, erosão, dentre outras. Avaliando esses levantamentos de rupturas e, comparando com dados da literatura disponível, percebe-se que a liquefação não é alocada diretamente como um modo de falha, haja visto que trata-se de um fenômeno que desencadeia um modo de falha de natureza estrutural. As referências destas dados, bem como a proposição de uma divisão técnica referente aos modos de falha aplicados a barragens, é apresentado no livro “Panorama Geotécnico das Rupturas de Barragens e Gestão de Risco” (Fernandes, 2020), sendo:

Modos de Falha

- Galgamento
- Erosão interna e Piping
- Estruturais
 - Terremoto (liquefação dinâmica)
 - Liquefação estática
 - Fundação
 - Subsidência
 - Instabilidade de taludes
 - Deslizamentos e erosões
 - Diversas

A correta compreensão dos modos de falha e dos fenômenos associados a cada modo de falha é imprescindível para garantia da confiabilidade dos estudos apresentados, além da aplicação correta de análises de estabilidade, percolação, deformação, estimativa dos parâmetros de resistência e dos fatores de estabilidade, dentre outros. Além da análise dos modos de falha e fenômenos associados, as causas, frequências e impactos das falhas constituem uma análise de risco robusta, que permitem implantar ações e planos corretivos adequados.

REFERÊNCIAS

FERNANDES, R. B. (2020). Panorama Geotécnico das Rupturas de Barragens e Gestão de Risco. Ed. Appris, Curitiba. 405 p.

Olson, S. M. (2001). *Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance*. Ph.D. thesis, Univ. of Illinois at Urbana–Champaign, Urbana, Ill.

ROBERTSON, P. K. (2009). *Interpretation of cone penetration tests – a unified approach*. Canadian Geotechnical Journal, 46: 1337-1355

SADREKARIMI, A. (2014). *Effect of the Mode of Shear on Static Liquefaction Analysis*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 140, n. 12, 2014.

PRÉDIOS SOB AÇÃO DE TERREMOTO: ANÁLISE E PROJETO DE SISTEMA DE CONTROLE

Data de aceite: 01/04/2022

Denner Cirqueira Costa

Estudante do Curso Superior de Engenharia
Civil – IFTO – Campus Palmas
Palmas-TO

Wallysonn Alves de Souza

Professor de Matemática e Doutor em
Engenharia Elétrica – IFTO – Campus Palmas
Palmas-TO

RESUMO: Este trabalho apresenta uma pesquisa bibliográfica a respeito da teoria de estabilidade de Lyapunov e suas consequências na fundamentação da teoria clássica e moderna de controle. Neste sentido, tem-se o objetivo de mostrar a eficiência da metodologia moderna de análise e síntese de controladores, baseada em desigualdades matriciais lineares – LMIs (Linear Matrix Inequalities), com a exigência de taxa de decaimento. Para confirmar a eficiência da metodologia apresentada foi projetado um sistema de controle para o sistema Shake Table II + Active Mass Dumper 1, desenvolvido pela Quanser. O sistema é um protótipo de prédio de um andar sofrendo oscilações laterais, simulando a ação de um terremoto. As simulações numéricas apresentadas foram realizadas no software MATLAB e evidenciam a eficiência da metodologia apresentada.

PALAVRAS-CHAVE: Desigualdades Matriciais Lineares – LMIs, Estabilidade de Lyapunov, Sistemas Lineares, Terremotos.

ABSTRACT: This work presents a bibliographical research about the Lyapunov stability theory and its consequences in the foundation of the classical and modern theory of control. In this sense, the objective is to show the efficiency of the modern methodology of analysis and synthesis of controllers, based on linear matrix inequalities – LMIs (Linear Matrix Inequalities), with the requirement of decay rate. To confirm the efficiency of the methodology presented, a control system was designed for the Shake Table II + Active Mass Dumper 1 system, developed by Quanser. The system is a prototype of a one-story building undergoing lateral oscillations, simulating the action of an earthquake. The numerical simulations presented were performed in MATLAB software and evidence the efficiency of the presented methodology.

KEYWORDS: Linear Matrix Inequalities – LMIs, Lyapunov Stability, Linear Systems, Earthquakes.

1 | INTRODUÇÃO

A teoria de estabilidade por meio de equações diferenciais teve início com Aleksandr Mikhailovich Lyapunov (1857-1918) com a defesa de sua tese de doutorado em 1892, o que vem a ser hoje o que conhecemos como teoria de estabilidade de Lyapunov, ou simplesmente, estabilidade no sentido de Lyapunov. O estudo dessa teoria cresceu e despertou um grande interesse no período da Guerra Fria quanto à análise de estabilidade e síntese de controladores para o movimento de espaçonaves e mísseis, regidos por equações

diferenciais fortemente não lineares. Surge assim, a chamada teoria clássica de controle.

Conforme afirma (OGATA, 2010, p.2), a partir de 1960, com a disponibilidade dos computadores digitais surge a teoria de controle moderno. Neste contexto, surge as desigualdades matriciais lineares – LMIs (Linear Matrix Inequalities) que é basicamente uma releitura do Teorema de Lyapunov. Recentemente as LMIs tem sido muito utilizadas para resolver problemas de sistema de controle de ordem teórica, acadêmica e prática, em várias áreas do conhecimento, em especial nas engenharias como pode ser visto, por exemplo, em (SOUZA, 2013; BUZACHERO, 2014).

Este trabalho tem um objetivo de apresentar a aplicabilidade da teoria de Lyapunov, com a utilização das LMIs propostas em (BOYD et al., 1994), no controle de estabilidade de prédios sob ação de terremotos. Nota-se que a pesquisa é relevante, visto que em vários locais do mundo como, por exemplo, no círculo de fogo do pacífico, localizada no norte do oceano pacífico, é praticamente impossível construir prédios sem levar em consideração abalos sísmicos, ou seja, a possibilidade de terremotos.

Assim, foram projetados e simulados dois sistemas de controle, com e sem taxa de decaimento, para o protótipo de um prédio de um andar, com um controlador sob esse andar, o sistema Shake Table II + Active Mass Damper 1 (QUANSER, 2012).

Este trabalho está organizado da seguinte forma: na seção 2, é realizado um breve estudo da estabilidade no sentido de Lyapunov; em seguida, na seção 3, é definido o conceito de LMIs seguindo a linha de (BOYD et al., 1994) e, depois, na seção 4, utiliza-se o conceito de estabilidade de Lyapunov para estabelecer condições, baseadas em LMIs, que garantem a estabilidade de um sistema linear de equações diferenciais. O projeto de um sistema de controle para o dispositivo Shake Table II + Active Mass Damper 1, e as simulações computacionais do mesmo são apresentadas na seção 5. Por fim tecemos nossas considerações finais.

2 | ESTABILIDADE DE LYAPUNOV

De acordo com Lyapunov, o termo estabilidade está relacionado com a capacidade de um determinado ponto atingir um equilíbrio.

Considere o sistema linear autônomo:

$$\dot{x} = Ax(t) \quad (1)$$

O ponto de equilíbrio do sistema (1) é um ponto tal que .

Definição 2.1: Diz-se que um ponto de equilíbrio x_e , do sistema (1) é estável no sentido de Lyapunov se, para todo $\epsilon > 0$ existe $\delta = \delta(\epsilon) > 0$ tal que, para toda condição inicial $x_0 - x(0)$

$$\|x_0 - x_e\| < \delta \Rightarrow \|x(t) - x_e\| < \epsilon.$$

Definição 2.2: Diz-se que um ponto de equilíbrio x_e do sistema (1) é globalmente assintoticamente estável, no sentido de Lyapunov, se ele for estável e, além disso, para todo $x_0 \in \mathbb{R}^n$ tem-se $\lim_{t \rightarrow \infty} x(t) = x_e$.

Ao considerar um sistema linear, presume-se que existe apenas um ponto de equilíbrio, a origem. Logo, se um sistema for estável, terá um ponto de equilíbrio globalmente assintoticamente estável, pois suas soluções convergirão para a origem.

Teorema 2.1: Uma condição necessária e suficiente para que o estado de equilíbrio $x = 0$, do sistema (1), seja globalmente assintoticamente estável é que exista uma matriz P , simétrica definida positiva ($P > 0$), tal que:

$$A^T P + P A > 0. \quad (2)$$

2.1 Desigualdades Matriciais Lineares

Definição 2.3: Uma Desigualdade Matricial Linear - LMI é uma expressão da forma:

$$F(x) \equiv F_0 + \sum_{i=1}^n x_i F_i > 0 \quad (3)$$

em que $x = (x_1, x_2, \dots, x_n)$ é o vetor de variáveis de decisão; $F_i \in \mathbb{R}^{n \times n}$, $i = 0, \dots, n$, são matrizes constantes simétricas, ou seja, $F_i = F_i^T$.

Um exemplo de LMI com variável matricial é a desigualdade de Lyapunov, dada em (2).

Nem todo resultado da teoria de controle aparece diretamente na forma de LMI, como a equação de Lyapunov. Mas algumas ferramentas da álgebra matricial ajudam a transpor estes resultados para uma formulação de desigualdades matriciais lineares (ALVES, 2017).

3 | ESTABILIDADE DE SISTEMAS LINEARES REALIMENTADOS VIA LMI

Considere o sistema linear invariante no tempo descrito na forma de espaço estado,

$$\dot{x}(t) = Ax(t) + Bu(t), \quad x(0) = x_0 \quad (4)$$

sendo $A \in \mathbb{R}^{n \times n}$, $x(t) \in \mathbb{R}^n$ o vetor de estado, $B \in \mathbb{R}^{n \times m}$ a matriz de entrada e $u(t) \in \mathbb{R}^m$ o vetor de entrada do sistema. Agora, assumindo que todos os estados estejam disponíveis para realimentação, uma lei de realimentação dos mesmos pode ser dada por:

$$u(t) = -Kx(t), \quad (5)$$

sendo K uma matriz controladora de elementos contantes com $K \in \mathbb{R}^{m \times n}$.

Substituindo (5) em (4), tem-se o seguinte sistema com característica de realimentação de estado:

$$\dot{x}(t) = (A - BK)x(t), \quad x(0) = x_0 \quad (6)$$

Teorema 3.1: *Uma condição necessária e suficiente para que o estado de equilíbrio $x = 0$, do sistema realimentado (6), seja assintoticamente estável é que exista uma matriz, simétrica positiva definida, tal que:*

$$X > 0 \quad (7)$$

$$A^T + AX - BM - M^T B^T > 0 \quad (8)$$

se as LMIs (7) e (8) forem factíveis o ganho do controlador é dado por $K = MX^{-1}$.

3.1 Taxa de Decaimento Para Sistemas Com Realimentação de Estados

Um índice de desempenho que normalmente se exige de um sistema controlado é a velocidade de resposta que o sistema oferecerá, essa resposta está associada com a taxa de decaimento α .

Teorema 3.2: *O sistema linear realimentado (6) é quadraticamente estabilizável, com taxa de decaimento maior ou igual a α se, e somente se, existe uma matriz simétrica definida positiva $X \in \mathbb{R}^{m \times n}$ e uma matriz $M \in \mathbb{R}^{m \times n}$, tais que, as seguintes LMIs são factíveis.*

$$X > 0 \quad (9)$$

$$XA^T + AX - BM - M^T B^T + 2\alpha X > 0 \quad (10)$$

Se as LMIs (9) e (10) forem factíveis o ganho do controlador é dado por $K = MX^{-1}$

4 | SISTEMA SHAKE TABLE II + ACTIVE MASS DAMPER 1

Em determinados lugares é comum a ocorrência de terremotos, principalmente em regiões próximas aos limites de placas tectônicas, deixando uma enorme destruição onde ocorre.

Após uma parceria entre a QUANSER e a Univerdidade Consortium em Instructional Shake Tables (UCIST) foi desenvolvido o Shake Table II + Active Mass Damper 1, um sistema que permite simular os tremores provocados por um terremoto em um protótipo de um prédio. A partir de simulações como esta é possível desenvolver sistemas de controle e estabilidade para atuarem em prédios reais sob a ação de terremotos.

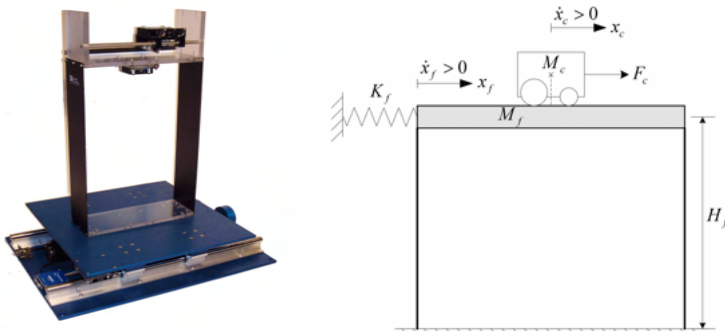


Figura 1 - Shake Table II + Active Mass Damper; Representação esquemática do sistema.

Fonte: (QUANSER, 2012).

O Active Mass Damper 1 (ADM-1) simula um prédio de um andar. É composto por duas paredes laterais em metal e no topo encontra-se o objeto de controle. Este objeto consiste em uma massa acoplada a um sistema de cremalheira que possibilita o deslocamento horizontal da mesma, simulando um sistema massa mola.

A Shake Table II consiste basicamente em um simulador de terremotos, composto por uma base acoplada a um motor que movimentava um eixo e uma segunda base, chamada de primeiro estágio que é acoplada à base por meio de trilhos laterais.

O sistema pode ser representado matematicamente da seguinte maneira:

$$\begin{bmatrix} \dot{x}_c \\ \dot{x}_f \\ \ddot{x}_c \\ \ddot{x}_f \end{bmatrix} = A_0 \begin{bmatrix} \dot{x}_c \\ \dot{x}_f \\ \ddot{x}_c \\ \ddot{x}_f \end{bmatrix} + B_0 F_c$$

Desse modo, $X_c(t)$ representa o deslocamento do carro, $X_f(t)$ o deslocamento do piso superior, suas respectivas velocidades são $\dot{x}_c(t)$ e $\dot{x}_f(t)$, e a força exercida pelo controlador f_c seja a entrada de controle.

Assim, tem-se que:

$$A_0 = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & \frac{M_c r_{mp}^2 K_f}{M_c r_{mp}^2 M_f + J_m K_g^2 (M_c + M_f)} & \frac{-r_{mp}^2 B_{eq} (M_c + M_f)}{M_c r_{mp}^2 M_f + J_m K_g^2 (M_c + M_f)} & 0 \\ 0 & \frac{-K_f (M_c r_{mp}^2 + J_m K_g^2)}{M_c r_{mp}^2 M_f + J_m K_g^2 (M_c + M_f)} & \frac{M_c B_{eq} r_{mp}^2}{M_c r_{mp}^2 M_f + J_m K_g^2 (M_c + M_f)} & 0 \end{bmatrix}$$

$$B_0 = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \frac{r_{mp}^2 B_{eq} (M_c + M_f)}{M_c r_{mp}^2 M_f + J_m K_g^2 (M_c + M_f)} \\ \frac{-M_c r_{mp}^2}{M_c r_{mp}^2 M_f + J_m K_g^2 (M_c + M_f)} \end{bmatrix}$$

$$F_c = -\frac{n_g K_g^2 n_m K_t K_m \dot{x}_c(t)}{r_m r_{mp}^2} + \frac{n_g K_g n_m K_t V_m}{R_m r_{mp}}$$

Na Tabela (1) apresentam-se os valores das constantes do sistema ADM-1.

Descrição	Representação	Valor
Tensão do motor	V_m	-
Resistência de armadura do motor (ω)	R_m	2,6
Constante de torque do motor (N.m/A)	K_t	0,00767
Eficiência eletromecânica do motor	N_m	1
Constante de eficiência do motor (V.s/rad)	K_m	0,00767
Eficiência do redutor planetário	N_g	1
Altura do patamar superior (m)	H_f	0,5334
Massa do patamar superior (kg)	M_f	1,38
Constante da mola para a modelagem (N/m)	K_f	500,9
Inércia do rotor (kg.m ²)	J_m	$3,9 \times 10^{-7}$
Massa total do carro (kg)	M_c	0,85
Relação da engrenagem	K_g	3,71
Raio do pinhão	r_{mp}	$6,5 \times 10^{-3}$
Coefficiente de amortecimento viscoso (N.s/m)	B_{eq}	3

Tabela 1 – Parâmetros do ADM 1.

Fonte: (QUANSER, 2012).

Como F_c depende de $\dot{x}_c(t)$ opta-se por fazer com que a entrada seja a tensão do motor V_m . Logo, tem-se as matrizes A e B, de acordo com a Tabela (1), da seguinte maneira:

$$A = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 278,9341 & -18,6497 & 0 \\ 0 & -336,0626 & 5,9716 & 0 \end{bmatrix} \quad \text{e} \quad B = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 2,9975 \\ -0,9598 \end{bmatrix} \quad (11)$$

Desse modo, o sistema pode ser escrito como em (4), ou seja,

$$\dot{x} = Ax + BV_m, \quad (12)$$

sendo $x = [x_c \quad x_f \quad \dot{x}_c \quad \dot{x}_f]^T$.

4.1 Simulações numéricas: Massa Ativa

Segundo o Active Mass Damper - One Floor: Instructor Manual (QUANSER, 2012), o deslocamento máximo do controlador no sistema deve ser de 8cm, equivalente a 0,08m. Já o sinal de controle tem a voltagem máxima igual a 10V. Por não ter acesso ao sistema em questão, as simulações foram realizadas levando em consideração apenas um deslocamento inicial do piso superior de 7 centímetros para a direita do observador, sem levar em consideração a atuação de um terremoto propriamente dito. Os testes foram realizados respeitando os limites do aparelho e, portanto, foi considerada a seguinte condição inicial $x(0) = [0 \quad 0,07 \quad 0 \quad 0]^T$.

As simulações realizadas a seguir foram frutos da execução de códigos de comando no software MATLAB/Simulink, em conjunto com a utilização da linguagem do YALMIP (LOFBERG, 2004), com o solver SeDuMi (STURM, 1999).

Foi analisado o comportamento do sistema sem a atuação do controlador e com a atuação do mesmo em conjunto com um valor para a taxa de decaimento, a fim de minimizar o tempo de resposta do sistema, ou seja, diminuir o tempo necessário para que o mesmo atinja a estabilidade. Considerando as matrizes dadas em (11), assim como resolvendo as LMIs (9) e (10) obtidas no Teorema (3.1), obteve-se dois resultados: na situação em que o ganho do controlador é desprezado, admite-se que a entrada; já no outro caso, obteve-se a seguinte matriz de controle:

$$K = [32,8998 \quad -142,9072 \quad 1,1905 \quad -3,8525].$$

A resposta do sistema pode ser vista na Figura (4).

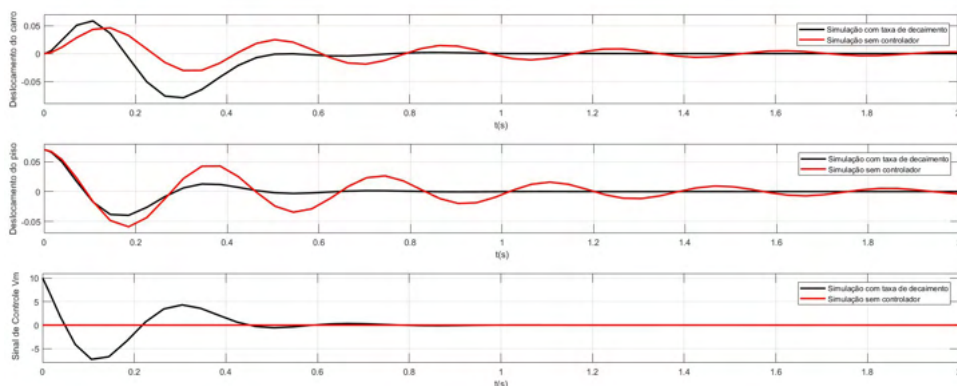


Figura 4 - Deslocamento do carro X_c , deslocamento do piso X_f e tensão do motor V_m do sistema controlado, com taxa de decaimento $\alpha = 3,3$ e sem controle, considerando a condição inicial $x(0) = [0 \ 0,07 \ 0 \ 0]^T$.

Fonte: Autor.

Como observado, a melhor resposta do sistema ocorre com taxa de decaimento, onde o deslocamento do carro atinge seu ponto de equilíbrio em menos de 1 segundo de simulação, e o deslocamento do piso superior atinge seu equilíbrio em um tempo inferior a 1 segundo de simulação também. Observa-se ainda que há um custo ao utilizar a taxa de decaimento, já o sinal de controle atinge seu valor máximo, 10V, mas segue respeitando as especificações do produto analisado.

5 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho, que envolve duas grandes áreas da ciência como a Matemática e a Engenharia, apresentou a análise e o projeto de um sistema de controle, baseado em LMIs, para o sistema Shake Table II + Active Mass Damper 1 (QUANSER). A técnica que utiliza LMIs é moderna e é fundamentada na teoria de estabilidade de Lyapunov.

A atuação da melhor configuração para o sistema, respeitando suas especificações, pode ser visto na Figura (2). Nessas condições, observa-se que o tempo necessário para o sistema controlado, com taxa de decaimento $\alpha = 3,3$, entre em equilíbrio é cerca de sete vezes menor do que o tempo gasto sem o uso do controlador, confirmando, assim, a importância e/ou vantagem de se utilizar o controlador com esse ganho de desempenho.

Vale ressaltar que, por se tratar de uma pesquisa bibliográfica, esses resultados são introdutórios e já existem muitos outros índices de desempenhos estabelecidos como, por exemplo, H_2 e, H_∞ além da possibilidade de se impor restrições na entrada e na saída do sistema e projetar controle robusto, isto é, um controlador que tem um bom desempenho mesmo considerando incertezas no sistema de equações diferenciais (incertezas na planta). Mas, o objetivo do trabalho foi explicitar a importância da teoria de estabilidade de

Lyapunov na fundamentação de toda a técnica moderna de análise e síntese de controle, com aplicações em várias áreas do conhecimento.

REFERÊNCIAS

ALVES, R. P. **Fundamentos Matemáticos da Teoria de Controle de Sistemas Lineares com Incertezas Politépicas Baseados em LMIs**. 2017. 58 p. Monografia (Matemática) – Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia do Tocantins, Palmas, 2017.

BOYD, S. et al. **Linear matrix inequalities in system and control theory**. 2. ed. Philadelphia: SIAM Society for Industrial and Applied Mathematics, 1994. v. 15. (SIAM Studies in Applied Mathematics, v. 15).

BUZACHERO, L. F. S. **Controle Robusto Chaveado de Sistemas Lineares Variantes no Tempo Com Aplicação em Falhas Estruturais**. Orientador: Edvaldo Assunção, 2014. 120 p. Tese (Doutorado em Engenharia Elétrica) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2014.

LOFBERG, J. YALMIP: a toolbox for modeling and optimization in MATLAB. In: IEEE INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON COMPUTER AIDED CONTROL SYSTEMS DESIGN, 2004, Taipei. **Proceedings...** Taipei: IEEE, 2004. p. 284-289.

OGATA, K. **Engenharia de Controle Moderno**. 5. ed. Rio de Janeiro: Pearson Prentice Hall do Brasil, 2010.

QUANSER. **Active Mass Damper – One Floor: Instructor Manual**. Ontário, Canadá, 2012. 22 p.

SOUZA, W. A. de. **Projeto de controladores robustos chaveados para sistemas não lineares descritos por modelos fuzzy Takagi-Sugeno**. Orientador: Marcelo C. Minhoto Teixeira, 2013. 92 p. Tese (Doutorado em Engenharia Elétrica) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2013.

STURM, J. F. Using sedumi 1.02, a matlab toolbox for optimization over symmetric cones. **Optimization methods and software**. Taylor & Francis, v. 11, n. 1-4, p. 625-653, 1999.

CAPÍTULO 8

APLICAÇÃO DE INSTRUÇÕES TÉCNICAS DO CBMPA PARA AVERIGUAÇÃO DAS MEDIDAS DE SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO EM INSTITUIÇÕES DE ENSINO

Data de aceite: 01/04/2022

Flaviany Luise Nogueira de Sousa

Universidade Federal do Sul e Sudeste do
Pará, Faculdade de Engenharia Civil
Marabá – Pará
<http://lattes.cnpq.br/8912254813326716>

Nuria Pérez Gallardo

Universidade Federal do Sul e Sudeste do
Pará, Faculdade de Engenharia Civil
Marabá – Pará
<http://lattes.cnpq.br/8695660515236363>

Tamara Daiane de Souza

Universidade Federal de Ouro Preto,
Departamento de Engenharia Urbana
Ouro Preto – Minas Gerais
<http://lattes.cnpq.br/9268267881155372>

RESUMO: Preparar as pessoas, sejam trabalhadores ou ocupantes quaisquer de um edifício, acerca da prevenção de acidentes, é um dos objetivos dos profissionais de segurança do trabalho dentro da engenharia. Geralmente, esse profissional muito requerido na construção civil, é também responsável por aplicar as medidas de segurança concernentes a prevenção de incêndios, instituindo medidas que incluem utilizar extintores de incêndio, sinalização e iluminação dentro de um edifício. Tais medidas devem seguir as normativas conforme cada estado da federação e serem incluídas no que é chamado de Projeto de Combate a Incêndio (PCI). Desse modo, o objetivo deste trabalho é analisar as medidas de segurança previstas na

planta de incêndio e instaladas recentemente no Prédio de Física, localizado na Unidade II, da Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará (Unifesspa), no município de Marabá-Pa, visando trazer informações e averiguar se o mesmo atende as especificações do Corpo de Bombeiros Militar do Pará (CBMPA). Para tanto, foram utilizadas as instruções técnicas do CBMPA, comparando-se com o que foi disposto no projeto desenvolvido pela universidade. Constatou-se que a planta de incêndio elaborada e a instalação dos equipamentos de segurança cumprem os requisitos de segurança exigíveis nas normativas, tornando o prédio equipado para situações de sinistro em um momento de incêndio.

PALAVRAS-CHAVE: CBMPA. Incêndio. Instruções Técnicas. Medidas de segurança. Sinistro.

APPLICATION OF TECHNICAL INSTRUCTIONS OF THE CBMPA FOR ASSESSMENT OF FIRE SAFETY MEASURES IN EDUCATIONAL INSTITUTIONS

ABSTRACT: Preparing people, whether workers or any occupants of a building, about accident prevention is one of the goals of occupational safety professionals within engineering. Generally, this highly required professional in civil construction is also responsible for applying safety measures concerning fire prevention, instituting measures that include using fire extinguishers, signaling and lighting inside a building. Such measures must follow the regulations according to each state of the federation and be included in what is

called the Fire Fighting Project (PCI). Thus, the objective of this work is to analyze the safety measures provided for in the fire plan and recently installed in the Physics Building, located in Unit II, of the Federal University of the South and Southeast of Pará (Unifesspa), in the municipality of Marabá-Pa, aiming to bring information and verify if it meets the specifications of the Military Fire Brigade of Pará (CBMPA). For that, the technical instructions of the CBMPA were used, comparing with what was laid out in the project developed by the university. It was found that the fire plan prepared and the installation of safety equipment meet the safety requirements required in the regulations, making the building equipped for accident situations in a time of fire.

KEYWORDS: CBMPA. Fire. Technical Instructions. Security measures. Sinister.

1 | INTRODUÇÃO

A segurança do trabalho é o ramo que visa melhorar o ambiente laboral e prevenir possíveis acidentes aos trabalhadores de um determinado local. Sendo assim, engenheiros e técnicos de segurança do trabalho acabam sendo responsáveis por criar ações ou projetos que introduzam medidas de segurança em edifícios, garantindo a preservação da saúde física e mental dos presentes. Muitas dessas medidas devem estar previstas em Projetos de Combate a Incêndio (PCI).

No tocante a ideia, os prédios da Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará – Unifesspa vêm passando por intermediações, objetivando garantir a segurança e o bem estar de todos os seus ocupantes. Assim, técnicos responsáveis pela implantação de medidas de segurança na universidade, têm realizado trabalhos voltados para esse campo.

Analisar as medidas de segurança que têm sido adotadas, se faz importante para averiguar e informar sobre as atuais condições dos prédios da instituição, permitindo que os seus ocupantes estejam preparados para eventuais acidentes. Desse modo, o objetivo deste trabalho é verificar se as medidas de segurança previstas na planta de incêndio e recém instaladas em um dos prédios do Campus II de Marabá-Pa, atendem as normas prescritas pelos intendententes de segurança do estado.

2 | REFERÊNCIAL TEÓRICO

Um Projeto de Combate a Incêndio (PCI) pode ser entendido como um documento que contém uma descrição detalhada das medidas de segurança contra incêndio, imprescindíveis para atender uma edificação e suas áreas de risco em caso de sinistro. O objetivo final de um PCI é a obtenção da Licença do Corpo de Bombeiros Militar ou “habite-se”, que é o ato administrativo no qual autoriza a devida ocupação e o pleno funcionamento da edificação ou área de risco externa. Dessa forma, dentro do perímetro do estado do Pará, para que um projeto seja construído para atender futuras necessidades de segurança, devem ser cumpridas todas as exigências previstas nas Instruções Técnicas (IT) do Corpo de Bombeiros Militar do Pará (CBMPA).

Para um projeto completo, as instruções técnicas garantem definições e medidas necessárias que devem ser seguidas. A exemplo, para classificação do edifício, é imprescindível conhecer definições como carga de incêndio, que se refere a soma das energias caloríficas que podem ser liberadas durante a combustão completa de materiais combustíveis presentes no espaço da edificação. Para a segurança contra incêndio, a IT 03 Parte I traz informações fundamentais para a utilização correta de um sistema de extintores de incêndio, e tem como objetivo combater princípios de incêndio da edificação.

Primeiramente, é importante se conhecer algumas classificações para se utilizar extintores de incêndio. Os incêndios são classificados mediante a presença dos materiais que nele se envolvem (GOMES, 2014). Essa classificação de incêndio é necessária para definir qual o melhor agente extintor apropriado para cada situação. Para suprir demandas de incêndio, em instituições como uma universidade, no Quadro 1, estão relacionadas as principais classes de incêndio para tal segundo Gomes (2014).

CLASSE	DESTINO	TIPO DE EXTINTOR
A	Materiais sólidos, como madeira, papel e tecido	Água (H ₂ O) ou PQS (Pó Químico Seco ou simplesmente Pó) do tipo ABC
B	Líquidos inflamáveis, graxas e gases combustíveis	Pó BC e o Pó ABC.
C	Equipamentos elétricos energizados	Pó BC, Pó ABC e CO ₂ (dióxido de carbono)

Quadro 1: Classes de incêndio.

Fonte: Gomes (2014).

Além disso, luminárias de emergência também são equipamentos essenciais para garantir a segurança. As medidas quanto ao assunto estão descritas na IT 05 Parte II, do CBMPA. Os equipamentos utilizados são chamados de luminárias de emergência ou blocos autônomos. São aparelhos de iluminação que contêm uma fonte de energia (geralmente uma bateria) que, após serem carregadas, são ativadas automaticamente em caso de queda de energia, fornecendo iluminação para as pessoas que necessitem sair do edifício.

A instalação de luminárias deve ser realizada nos corredores da edificação e próxima a equipamentos de segurança (como extintores e hidrantes) para a devida visualização em caso de sinistro. A regra geral é que para a sua instalação em planta, a distância máxima entre luminárias deve ser quatro vezes a altura em que são instaladas (CBMPA, 2018). A instalação de luminárias deve ocorrer em pontos estratégicos da edificação, como patamares de escada, desnível de piso, elevadores de emergência, intercessão de corredores, entre outros.

A Sinalização de Emergência é uma importante medida que garante a orientação em caso de sinistro em um prédio. Este tema é abordado pela IT 05 Parte III. Na IT é indicada a simbologia e os códigos das placas para cada uso específico. As placas tem que ser afixadas nas paredes a 1,80m do piso. As principais placas utilizadas em um projeto completo de combate a incêndio estão relacionadas no Quadro 2.

Código	Significado
P4	Em caso de incêndio, não utilizar o elevador
S1	Indicação do sentido (esquerda ou direita) para se chegar a uma saída de emergência
S2	
S3	Indicação de acesso para saída de emergência, a ser colocada acima da porta
S12	Indicação de saída de emergência
S17	Indicação do andar do edifício
E5	Indicação de extintor de incêndio
E7	Indicação de hidrante

Quadro 2: Código das principais placas de sinalização.

Fonte: Adaptado de CMBPA (2019g).

Para a representação dos extintores de incêndio na planta, devem ser utilizados os símbolos da Figura 1, presentes na IT 01 Parte V, que trata dos símbolos gráficos para o PCI. Como pode ser observado na figura, para cada tipo de extintor existe um símbolo específico para direcionar ao uso rápido conforme a necessidade do ocupante do edifício.

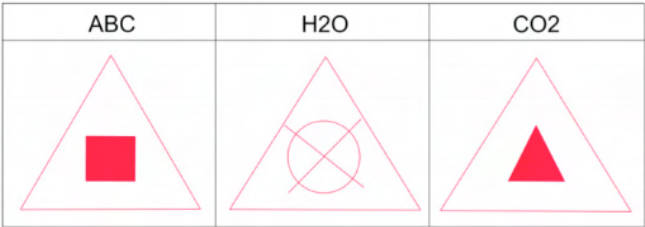


Figura 1: Símbolos de extintores.

Fonte: Adaptado de CBMPA (2019b).

No que concerne ao uso de extintores, a IT 03 Parte I preconiza que cada pavimento do edifício deve ter pelo menos uma unidade extintora do tipo A e uma unidade extintora do tipo B e C, para que sejam supridas todas as formas mais comuns de incêndio. Partindo

desse entendimento, a seguir é apresentado como foi avaliado o PCI do Prédio da Unifesspa em Marabá.

3 | MÉTODO

A planta de incêndio a ser analisada pertence ao Prédio de Física, localizado na Unidade II, da Unifesspa, sendo classificado com o código 2M17. Sua localização dentro do campus pode ser observada na Figura 2. O prédio é composto de dois pavimentos, possuindo uma área total de 545 m² e, quando lotado, é ocupado por cerca de 126 pessoas. Essas informações são necessárias para classificar o edifício quanto ao risco de incêndio. Neste trabalho, foram analisadas somente as instalações referentes a planta do térreo.



Figura 2: Localização do Prédio de Física da Unidade II (círculo em vermelho).

Fonte: Secretaria de Infraestrutura (2019).

A análise foi realizada com base em comparações entre as medidas previstas para segurança nas Instruções Técnicas do CBMPA e a planta de incêndio do prédio (Figura 3), fornecida pela Secretaria de Infraestrutura (Sinfra) da universidade. Após realizar a classificação correta do edifício segundo as ITs, cada medida de segurança considerada obrigatória é averiguada conforme sua normativa, recorrendo sobre sua quantidade, distância ou exatidão simbólica.

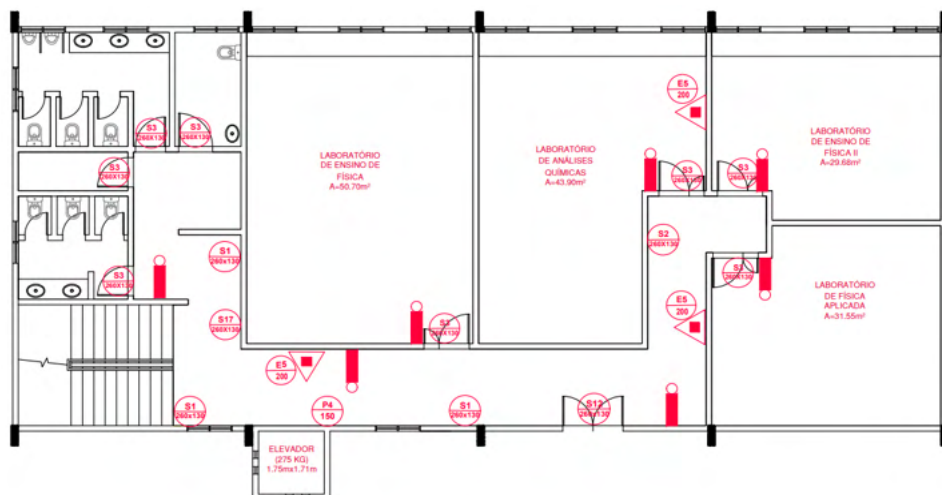


Figura 3: Planta de Incêndio do térreo do Prédio de Física.

Fonte: Secretaria de Infraestrutura (2019).

Assim, considerando a planta baixa supracitada, para a sua análise foram utilizadas as ITs 01 Parte I e V, IT 02 Parte IV, 03 Parte I, IT 05 Parte I, II e III, que se encontram disponíveis para *download* no portal do Corpo de Bombeiros Militar do Pará.

4 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para saber se as medidas presentes na planta de incêndio do Prédio de Física estão em conformidade com as normas vigentes do CBMPA, foi preciso classificar o prédio como se fosse ser realizado o primeiro dimensionamento das medidas de segurança. Para tal, se utiliza a IT 01 Parte I, que designa quais medidas de segurança devem ser adotadas, e a IT 02 Parte IV, que informa qual é o valor designado da carga de incêndio para a edificação.

Assim, como é sabido, a Unifesspa desenvolve trabalhos na área de Ensino, Pesquisa e Extensão. Desse modo, esta é classificada como ocupação Educacional do grupo E-1, para escolas do 3º grau (ensino superior), conforme se observa na Figura 4.

D	Serviço profissional	D-1	Local para prestação de serviço profissional ou condução de negócios	Escritórios administrativos ou técnicos, instituições financeiras (que não estejam incluídas em D-2), repartições públicas, cabeleireiros, centros profissionais e assemelhados.
		D-2	Agência bancária	Agências bancárias e assemelhadas.
		D-3	Serviço de reparação (exceto os classificados em G-4)	Lavanderias, assistência técnica, reparação e manutenção de aparelhos eletrodomésticos, chaveiros, pintura de letreiros e outros.
		D-4	Laboratório	Laboratórios de análises clínicas sem internação, laboratórios químicos, fotográficos e assemelhados.
E	Educacional e cultura física	E-1	Escola em geral	Escolas de primeiro, segundo e terceiro graus, cursos supletivos e pré-universitários e assemelhados.

Figura 4: Tabela referente a classificação da edificação e área de risco quanto à ocupação.

Fonte: CBMPA (2019a).

Também, para a classificação, adotou-se como sendo seis metros o pé direito da edificação, visto que é um prédio de dois pavimentos, sendo, portanto, uma edificação do Tipo II, baixa ($H < 6m$). Para o Grupo E-1, onde se insere a universidade, a IT 02 Parte IV designa uma carga de incêndio de 300 MJ/m^2 (mega Joules por metro quadrado), considerando que a população do prédio varia até 500 pessoas (Figura 5). Assim, mediante o exposto, o prédio se enquadrrou como edificação de “risco baixo” de incêndio.

EDUCACIONAL E CULTURA FÍSICA	Educação infantil - pré-escola	E-5	8512-1/00	300
	Educação profissional de nível técnico	E-4	8541-4/00	300
	Educação profissional de nível tecnológico	E-4	8542-2/00	300
	Educação superior – graduação	E-1	8531-7/00	300
	Educação superior – graduação e pós-graduação	E-1	8532-5/00	300
	Educação superior – pós-graduação e extensão	E-1	8533-3/00	300
	Ensino de arte e cultura não especificado anteriormente	E-2	8592-9/99	300
	Ensino de artes cênicas, exceto dança	E-2	8592-9/02	300
	Ensino de dança	E-3	8592-9/01	300
	Ensino de esportes	E-3	8591-1/00	300
	Ensino de idiomas	E-2	8593-7/00	300
	Ensino de música	E-2	8592-9/03	300
	Ensino fundamental	E-1	8513-9/00	300

Figura 5: Carga de Incêndio específica por ocupação e por CNAE.

Fonte: CBMPA (2019c).

Seguindo a Tabela 4 da IT 01 Parte I, visto que o prédio de Física possui uma área menor ou igual a 750 m², as medidas de segurança obrigatórias são: Controle de Materiais de Acabamento e Revestimento; Sistemas de Extintores de Incêndio; Saída de Emergência; Iluminação de Emergência; e, Sinalização de Emergência. Contudo, neste trabalho, não serão discutidas as medidas quanto ao Controle de Materiais, pelo fato das outras medidas serem consideradas de maior importância.

Conforme a IT 03 Parte I, que trata do Sistema de Extintores, o prédio por ser de risco baixo, tem como maior distância de caminhada até os extintores, cerca de 25m (Figura 6). Observando a planta de incêndio do térreo (Figura 3), foram posicionados 3 extintores do tipo ABC. Como preconizado pela IT de extintores, cada pavimento do edifício deve ter pelo menos uma unidade extintora do tipo A e uma unidade extintora do tipo B e C, para que sejam supridas todas as formas mais comuns de incêndio. Assim, a planta atendeu a esta exigência.

A. RISCO BAIXO	25 m
B. RISCO MÉDIO	20 m
C. RISCO ALTO	15 m

Figura 6: Distância máxima a ser percorrida até um extintor.

Fonte: CBMPA (2019d).

Referente a instalação de Luminárias de Emergência e sabendo-se que devem ser instaladas em pontos estratégicos, pode ser observado na planta que as luminárias foram dispostas respeitando-se a distância exigida (quatro vezes a altura de instalação), uma vez que foram instaladas a 2,50 m de altura, devendo estarem distantes uma das outras a no máximo 10m para este caso. Além disso, as luminárias foram dispostas nos corredores e dentro das salas e laboratórios, atendendo as exigências da IT.

Quanto a Sinalização de Emergência indicada pela IT 05 Parte III, pode ser observado na planta de incêndio, que foram utilizadas todas as placas necessárias para a indicação de saída em caso de sinistros. Havendo, portanto, placas para saída de salas e saída do prédio, para a não utilização de elevadores e placas para indicar o tipo de extintor presente no local.

As placas de orientação e salvamento possuem um tamanho de 260x130mm, em formato retangular, e as placas de equipamentos 200mm, em formato quadrado,

obedecendo ao item de dimensões para cada tipo de placa.

Na Figura 7, a seguir, podem ser observadas algumas das medidas de segurança adotadas quanto a Saída de Emergência, na qual foi analisada conforme a IT 05 Parte I.



Figura 7: Pós instalação das medidas de segurança no Prédio de Física. A: Placa de saída (S12); B: Placa de extintor (E5); C: Placa de siga (S3); D: Placa de proibido usar o elevador (P4) e Saída à esquerda (S1). E: Placa de identificação do andar (S17) e Saída à direita (S2).

Fonte: Autores (2022).

De modo breve, a IT supracitada determina que as saídas devem ter pelo menos 1,20m nos corredores, e no mínimo 1,20m para a saída horizontal (porta) para ocupantes em geral. Relativo a esse quesito, a planta do prédio também se encontra dentro da normativa, não necessitando de outra medida adicional.

5 | CONCLUSÃO

Como pode ser analisado, a planta de incêndio elaborada segue as exigências elencadas nas Instruções Técnicas do estado do Pará, cumprindo desde a normativa de extintores, quanto a normativa de simbologia especificada para o tipo de projeto.

Foi observado que a instalação dos equipamentos de segurança se faz presente e seguiu o que foi planejado inicialmente, atendendo ao tipo e dimensões requeridas, algo extremamente importante, visto que demonstra a seriedade do trabalho do profissional de segurança da universidade em manter a instituição dentro dos padrões exigíveis, de modo a suprir demandas em caso de incêndios.

REFERÊNCIAS

CBMPA. **IT 01 Parte I – Exigências das medidas de segurança contra incêndio e emergências.** Disponível em: <<https://www.bombeiros.pa.gov.br/categoria/legislacao/instrucao-tecnica/instrucoes-tecnicas-n-01/>>. Dezembro, 2019a. Acesso em: 04 de fevereiro de 2022.

CBMPA. **IT 01 Parte V – Símbolos Gráficos.** Disponível em: < <https://www.bombeiros.pa.gov.br/categoria/legislacao/instrucao-tecnica/instrucoes-tecnicas-n-01/>>. Dezembro, 2019b. Acesso em: 02 de fevereiro de 2022.

CBMPA. **IT 02 Parte IV – Carga de Incêndio das Edificações e Áreas de Risco.** Disponível em: <<https://www.bombeiros.pa.gov.br/categoria/legislacao/instrucao-tecnica/instrucao-tecnica-n-02/>>. Dezembro, 2019c. Acesso em: 05 de fevereiro de 2022.

CBMPA. **IT 03 Parte I – Sistema de proteção por extintores de incêndio.** Disponível em: < <https://www.bombeiros.pa.gov.br/categoria/legislacao/instrucao-tecnica/instrucao-tecnica-n-02/>>. Dezembro, 2019d. Acesso em: 05 de fevereiro de 2022.

CBMPA. **IT 05 Parte I – Saída de Emergência.** Disponível em:< <https://www.bombeiros.pa.gov.br/categoria/legislacao/instrucao-tecnica/instrucao-tecnica-n-05/>>. Dezembro, 2019e. Acesso em: 05 de fevereiro de 2022.

CBMPA. **IT 05 Parte II – Iluminação de Emergência.** Disponível em:< <https://www.bombeiros.pa.gov.br/categoria/legislacao/instrucao-tecnica/instrucao-tecnica-n-05/>>. Dezembro, 2019f. Acesso em: 04 de fevereiro de 2022.

CBMPA. **IT 05 Parte III – Sinalização de Emergência.** Disponível em:< <https://www.bombeiros.pa.gov.br/categoria/legislacao/instrucao-tecnica/instrucao-tecnica-n-05/>>. Dezembro, 2019g. Acesso em: 05 de fevereiro de 2022.

GOMES, T. **Projeto de Prevenção e Combate à Incêndio**. 2014. 94 p. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria - RS, 2014.

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA. **Relatório Anual de Atividades**. 2018. Disponível em: <<https://sinfra.unifesspa.edu.br/images/Relatorio-de-Atividades-Sinfra-2018.pdf>>. Acesso em: 13 de novembro de 2019.

SOBRE O ORGANIZADOR

ARMANDO DIAS DUARTE - Possui graduação em Engenharia de Produção pela Universidade Federal de Pernambuco (2016), com um período de três meses, através de um intercâmbio realizado na cidade de Hof – Alemanha, desenvolvendo trabalhos de gestão de resíduos sólidos, em conjunto com a Educação Ambiental. Em 2018 concluiu o mestrado acadêmico em Engenharia Civil e Ambiental pela Universidade Federal de Pernambuco com ênfase em tecnologia ambiental. Atualmente (2019) realiza o doutorado na área de otimização em Recursos Hídricos pela Universidade Federal de Pernambuco. Tem experiência nas áreas da Educação Ambiental, Análise de Ciclo de Vida, Gestão Ambiental, Recursos Hídricos e Sustentabilidade. Atua com consultorias empresariais e acadêmicas.

ÍNDICE REMISSIVO

A

Análise de estruturas 20

Análise experimental 32

Análise teórica 32

Areias 58, 59, 64

Argamassa 1, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 14, 15, 17, 18, 19

Armadura transversal 32, 34, 40, 41, 42, 44

B

Barragem 60, 61, 65

C

CAD 45

CBMPA 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 86

CRF 45, 48, 54

D

Desigualdades matriciais lineares 68, 69, 70

Distribuição 20, 21, 31, 63

E

Estabilidade de Lyapunov 69

Estado endurecido 1, 4, 5, 8

Estado fresco 1, 2, 4, 5, 6, 7

F

Fachadas 13, 14, 16, 17, 18, 19

Força cortante 32, 33, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44

I

Incêndio 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 86, 87

Instruções técnicas 77, 78, 79, 81, 86

L

Laje treliçada 32, 42

Liquefação 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66

M

Massa 1, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 59, 60, 61, 63, 64, 72, 73, 74

Medidas de segurança 77, 78, 82, 84, 85, 86

Métodos 2, 3, 10, 19, 20, 21, 25, 26, 29, 31, 45, 47

Modo de falha 58, 65, 66

P

Patologia 13, 16, 17, 18

Pontes 20, 21, 57

PONTES 20, 21, 31, 48

Pós-tração aderente 45, 46, 55, 57

Protendido 31, 45, 46, 47, 48, 49, 52, 56, 57

R

Revestimento cerâmico 13, 15, 19

S

Sinistro 77, 78, 79, 80



Sistemas lineares 68, 70, 76


T


Terremotos 65, 66, 68, 69, 71, 72

V

Viga 18, 29, 45, 47, 48, 49, 50, 52, 54, 55



 www.atenaeditora.com.br
 contato@atenaeditora.com.br

 @atenaeditora

 www.facebook.com/atenaeditora.com.br

Collection:

APPLIED CIVIL ENGINEERING 2

 www.atenaeditora.com.br
 contato@atenaeditora.com.br
 @atenaeditora
 www.facebook.com/atenaeditora.com.br

Collection:

APPLIED CIVIL ENGINEERING 2