

Métodos numéricos aplicados na concepção arquitetônica e projeto estrutural da construção civil

ORGANIZADORES

João da Costa Pantoja
Leonardo da Silveira Pirillo Inojosa
Marcio Augusto Roma Buzar
Naiara Guimarães de Oliveira Porto
Nathaly Sarasty Narvaez





CENTRO DE INFORMAÇÃO
OSCAR NIEMEYER
TORRE DE TV DIGITAL DE BRASÍLIA

REITORA
VICE-REITOR
DECANA DE PESQUISA E INOVAÇÃO
DECANATO DE PÓS GRADUAÇÃO

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

Márcia Abrahão Moura
Henrique Huelva
Maria Emília Machado Telles Walter
Lucio Remuzat Rennó Junior

DIRETOR
VICE DIRETORA

FACULDADE DE ARQUITETURA E URBANISMO

Caio Frederico e Silva
Maria Cláudia Candeia

COORDENAÇÃO DE PRODUÇÃO
DIAGRAMAÇÃO
FOTO CAPA

Valmor Cerqueira Pazos
Thalita Dantas Perfeito de Castro
Marcio Augusto Roma Buzar

CONSELHO EDITORIAL

Abner Luis Calixter
Ana Carolina Cordeiro Correia Lima
Humberto Salazar Amorim Varum
Marta Adriana Bustos Romero

ORGANIZADORES

João da Costa Pantoja
Leonardo da Silveira Pirillo Inojosa
Marcio Augusto Roma Buzar
Naiara Guimarães de Oliveira Porto
Nathaly Sarasty Narvaez

DADOS INTERNACIONAIS DE CATALOGAÇÃO NA PUBLICAÇÃO (CIP)
(CÂMARA BRASILEIRA DO LIVRO, SP, BRASIL)

Métodos numéricos aplicados na concepção arquitetônica e projeto estrutural da construção civil [livro eletrônico] / organização João da Costa Pantoja...[et al.].
-- 1. ed. --

Brasília, DF : LaSUS FAU : Editora Universidade de Brasília, 2023.
PDF

Vários autores. Outros organizadores: João da Costa Pantoja, Marcio Augusto Roma Buzar, Leonardo da Silveira Pirillo Inojosa, Naiara Guimarães de Oliveira Porto, Nathaly Sarasty Narvaez.

Bibliografia.

ISBN 978-65-84854-12-3

1. Engenharia civil 2. Estruturas – Análise (Engenharia)

I. Pantoja, João da Costa. II. Buzar, Marcio Augusto Roma.

III. Porto, Naiara Guimarães de Oliveira. IV. Narvaez, Nathaly Sarasty.

V. Inojosa, Leonardo da Silveira Pirillo.

23-152448

CDD-624.15

ÍNDICES PARA CATÁLOGO SISTEMÁTICO:

1. Engenharia civil 624.15

Aline Grazielle Benitez - Bibliotecária - CRB-1/3129

ORGANIZADORES E AUTORES

JOÃO DA COSTA PANTOJA | ORGANIZADOR E AUTOR

LEONARDO DA SILVEIRA PIRILLO INOJOSA | | ORGANIZADOR E AUTOR

MARCIO AUGUSTO ROMA BUZAR | ORGANIZADOR E AUTOR

NAIARA GUIMARÃES DE OLIVEIRA PORTO | ORGANIZADOR E AUTOR

NATHALY SARASTY NARVAEZ | ORGANIZADOR E AUTOR

LUIZ FERNANDO MARTHA

LUIZ ELOY VAZ**

OSVALDO LUIZ C. SOUZA

EMIL DE SOUZA SÁNCHEZ FILHO

MARTA DE SOUZA LIMA VELASCO

PAUL ALEJANDRO ANTEZANA**

MARCO AURÉLIO BESSA

LENILDO SANTOS SILVA

JOSÉ HUMBERTO MATIAS DE PAULA

MARCOS H. RITTER DE GREGÓRIO

**** In memoriam**

O Congresso Ibero-Latino-Americano de Métodos Computacionais em Engenharia é um tradicional evento científico das áreas de Ciências e Engenharias, de regularidade anual, e que tem sido realizado desde o ano de 1977, quando foi organizado na cidade do Rio de Janeiro. A partir do ano de 2007, o CILAMCE tornou-se o evento anual promovido pela ABMEC. Ao longo das décadas, o evento já foi realizado em diversas cidades de todas as regiões do Brasil. Algumas edições também aconteceram em outros países, tais como: Argentina, Chile, Espanha, Itália, Portugal e França. É um evento internacional que atrai renomados pesquisadores e profissionais de diversos países, devido a sua relevância mundial para as áreas relacionadas ao desenvolvimento científico e tecnológico.

Durante o congresso são apresentados e discutidos desenvolvimentos de ponta relacionados aos Métodos Computacionais com aplicações diversas em Ciências Aplicadas, como a Arquitetura e Engenharia. O Congresso também abrange áreas como: Aeroespacial, Nuclear, Inteligência Artificial, Materiais Avançados, Indústria, Infraestrutura, Comunicações, Energias Renováveis, Monitoramento e Prevenção de Desastres Naturais, Saneamento Básico, Construção Civil, Segurança Hídrica, entre outras. Por este motivo, o CILAMCE tem papel fundamental como fórum de debate para pesquisadores e desenvolvedores de tecnologia de ponta de grande relevância para o desenvolvimento do país.

O mini simpósio denominado Métodos Numéricos Aplicados na Concepção Arquitetônica e Projeto Estrutural da Construção Civil presente desde 2016 no CILAMCE, visa aproximar as áreas do conhecimento e mostrar que o dimensionamento do sistema estrutural desempenha um papel essencial na determinação do projeto arquitetônico. Projetos que exploram a relação entre arquitetura e estrutura e a relação direta entre forma e estrutura, onde a definição do sistema estrutural tem participação efetiva desde sua concepção, proporcionam obras marcadas pela ousadia estrutural e grandes desafios tecnológicos.

Este mini simpósio visa reunir contribuições e obter dados que, por meio de análises que utilizam tecnologias computacionais e métodos numéricos, permitam entender como o projeto estrutural aliado à criação arquitetônica proporciona resultados estéticos inovadores. Estudos nesse sentido ressaltam a importância do conhecimento técnico para a realização de projetos de boa qualidade, evidenciando o protagonismo do sistema estrutural na forma arquitetônica. Essas análises contribuem para o entendimento da importância do conhecimento técnico e tecnológico promovido via métodos numéricos na produção de uma arquitetura inovadora.

A coordenação do mini simpósio Métodos Numéricos Aplicados na Concepção Arquitetônica e Projeto Estrutural da Construção Civil é feita desde 2016 pelos professores Dr. Eng. João Costa Pantoja e Dr. Eng. Márcio Augusto Roma Buzar, ambos do Departamento de Tecnologia da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo e pelo Dr. Arq. Leonardo da Silveira P. Inojosa do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia, todos professores da Universidade de Brasília (UNB). Este livro traz uma coletânea de contribuições dos coordenadores em conjunto com outros autores, pesquisadores colaboradores da área desde 2009, com artigos que precederam e deram origem à criação do mini simpósio, abrangendo o período de 2016 até 2022 já apresentados no mini simpósio.

Aproveitamos para agradecer ao Grupo de Pesquisa da Universidade do Porto da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC) pela parceria e participação na montagem e revisão dos textos dos artigos envolvidos.

Agradecemos imensamente a contribuição dada por todos.

Junho de 2023

ÍNDICE

MODELO DE BIELAS E TIRANTES GERADOS POR OTIMIZAÇÃO TOPOLOGICA E ELEMENTOS INDUTORES

1	INTRODUÇÃO	19
2	OTIMIZAÇÃO TOPOLOGICA COMO PROCEDIMENTO DE PROJETO	20
3	FORMULAÇÃO DO PROBLEMA VIA MÉTODO SIMP	21
3.1	Minimização da energia de deformação com aplicação das restrições	21
4	RESOLUÇÃO DO PROBLEMA DE OTIMIZAÇÃO	24
4.1	Método das Assíntotas Móveis – MMA	24
5	ELEMENTOS INDUTORES	27
6	EXEMPLOS	28
6.1	Estrutura de Viga Parede – VP1	28
6.2	Estrutura de Viga Parede – VP2	31
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	33
8	AGRADECIMENTOS	34
9	REFERÊNCIAS	34

UM CRITÉRIO BASEADO EM CONFIABILIDADE PARA AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE MODELOS DE BIELAS E TIRANTES EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

1	INTRODUÇÃO	39
2	OTIMIZAÇÃO TOPOLOGICA COMO PROCEDIMENTO DE PROJETO	40

2.1	Exemplo	41
3	MODELO PROPOSTO PELO ACI 318-02 (2002)	42
4	MODELO OBTIDO VIA OTIMIZAÇÃO TOPOLÓGICA 39	43
5	CRITÉRIO BASEADO EM CONFIABILIDADE	44
6	FUNÇÕES DE ESTADO DOS MODELOS DE BIELAS E TIRANTES	46
7	MODELO 1 E 2	46
8	RESULTADOS	47
9	CONCLUSÕES	57
10	REFERÊNCIAS	58

O IMPACTO DAS INCERTEZAS EPISTÉMICAS SOBRE O NÍVEL DE SEGURANÇA DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO SUJEITAS A TORÇÃO PURA E REFORÇADAS COM POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRA DE CARBONO – CFRP

1	INTRODUÇÃO	59
2	ANÁLISE DE CONFIABILIDADE	59
3	DESCRIÇÃO DA ANÁLISE	62
3.1	Modelo Considerado	62
3.2	Variáveis Aleatórias do Problema	63
3.3	Funções de Estado	64
3.4	Método de Resolução	65
4	RESULTADOS OBTIDOS	66
5	CONCLUSÕES	68
6	REFERÊNCIAS	69

DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA VIA ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE UMA VIGA DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDA AO ESFORÇO CORTANTE

1	INTRODUÇÃO	75
2	EXPRESSÕES DE DIMENSIONAMENTO DE UMA SEÇÃO DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDA AO ESFORÇO CORTANTE	76
2.1	Expressões da NBR 6118-2003 pelo Modelo I para viga sem reforço	76
2.2	Expressões da NBR 6118-2003 pelo Modelo I para viga sem reforço	77
2.3	Modelo de Cálculo Considerando Falha por Ruptura do Compósito	78
2.4	Modelo de Cálculo Considerando Falha por Descolamento do Compósito	80
2.5	Espaçamento das faixas	82
3	ANÁLISE DA CONFIABILIDADE	82
4	FUNÇÕES DE FALHA ASSOCIADAS ÀS EXPRESSÕES DE DIMENSIONAMENTO DE UMA SEÇÃO DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDA AO ESFORÇO CORTANTE	84
4.1	Funções de falha para análise de confiabilidade da viga sem reforço	84
4.2	Funções de falha para análise de confiabilidade da viga com reforço	85
4.3	Função de falha relativa à ruína por tração diagonal, devido à ruptura do reforço	86
5	EXEMPLO DE APLICAÇÃO	87
5.1	Dimensionamento da armadura de estribo da seção S1 da viga V2 pela NBR 6118 – 2003	87

5.2	Análise de confiabilidade da seção S1 da viga V2 dimensionada no item	88
5.3	Dimensionamento baseado em confiabilidade da seção S1 da viga V2 dimensionada no item 5.1.	89
5.4	Mudança na solicitação. Análise de confiabilidade da seção S1 da viga V2 dimensionada no item 5.3.	90
5.5	Dimensionamento da área da seção de fibra de carbono CFC da seção S1 da viga V2 submetida às novas cargas acidentais conforme a metodologia de Chen e Teng (2003 a, b.)	91
5.6	Análise de confiabilidade da seção S1 da viga V2 dimensionada no item 5.5.	91
5.7	Dimensionamento baseado em confiabilidade da área da seção de fibra de carbono CFC da seção S1 da viga V2 dimensionada no item 5.5.	92
6	CONCLUSÕES	93
7	REFERÊNCIAS	94

MODELO DE OTIMIZAÇÃO TOPOLÓGICA E CRITÉRIO DE CONFIABILIDADE PARA A CONCEPÇÃO E ANÁLISE DE REGIÕES-D COMPLEXAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

1	INTRODUÇÃO	99
2	ANÁLISE DE CONFIABILIDADE	99
3	ÍNDICE DE CONFIABILIDADE	101
4	FORM (First Order Reliability Method)	102
5	MÉTODO DE MONTE CARLO	102
6	DESCRIÇÃO DO PROBLEMA	103

6.1	Estrutura analisada	103
7	INCERTEZAS ALEATÓRIAS OU RANDÔMICAS	104
8	INCERTEZAS EPISTÊMICAS	105
9	METODOLOGIA DE ANÁLISE	107
10	APLICAÇÃO NUMÉRICA E DISCUSSÃO	107
11	REFERÊNCIAS	109

GERAÇÃO AUTOMÁTICA DE ENVOLTÓRIAS TOPOLOGICAS APLICADAS EM MODELOS DE BIELAS E TIRANTES UTILIZANDO TÉCNICAS DE OTIMIZAÇÃO MULTIOBJETIVO

1	INTRODUÇÃO	114
2	GERAÇÃO AUTOMÁTICA DE MODELOS DE BIELAS E TIRANTES	115
3	OTIMIZAÇÃO TOPOLÓGICA	115
3.1	Metodologia SIMP	116
3.2	Envoltória topológica	119
4	OTIMIZAÇÃO MULTIOBJETIVO	119
4.1	Definição do problema	119
4.2	Conceito de ótimo de Pareto	120
4.3	Métodos de geração de pontos de Pareto	121
4.4	Método dos coeficientes de ponderação	122
5	APLICAÇÕES NUMÉRICAS E DISCUSSÕES	123
5.1	Consolo curto com furo no centro	123
5.2	Viga parede com balanço e com furo no centro	125

6	CONCLUSÕES	127
7	REFERÊNCIAS	128

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA TORRE TV DIGITAL DE BRASÍLIA

1	INTRODUÇÃO	133
2	PROCEDIMENTOS ADOTADOS	135
2.1	Carregamentos	135
3	ANÁLISE DAS FUNDAÇÕES	137
3.1	Apresentação da fundação	137
3.2	Verificação da Fundação	139
4	ANÁLISE DA ESTRUTURA DA TORRE	140
4.1	Apresentação da estrutura analisada	140
4.2	Análise estrutural	141
4.3	Verificação do dimensionamento	142
5	ANÁLISE DA TORRE COMO HASTE	142
6	ANÁLISE DE VIBRAÇÃO DEVIDO À ATUAÇÃO DA CARGA DE VENTO	146
7	CONCLUSÃO	148
8	REFERÊNCIAS	148

ANÁLISE DO PROJETO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO DO RESTAURANTE JUNTO AO PRÉDIO ADMINISTRATIVO DO SUPERIOR TRIBUNAL DE JUSTIÇA - STJ

1	INTRODUÇÃO	152
2	CONTEXTO ARQUITETÔNICO	152

2.1	Bloco da Administração	154
2.2	Blocos dos Ministros I e II	154
2.3	Bloco dos Plenários	154
2.4	Bloco do Tribunal Pleno	155
2.5	Bloco do Auditório	155
3	CONSIDERAÇÕES GERAIS	155
3.1	Características Técnicas	156
3.2	Normas	157
3.4	Topologia	158
3.5	Ações	158
4	ANÁLISE ESTRUTURAL	159
4.1	Análise Estática Linear e Não Linear	159
3.2	Análise de Instabilidade Global	163
5	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	164
5.1	Lajes do Teto do Subsolo	164
5.2	Análise de Instabilidade Elástica	164
5.3	Análise de Frequência Natural da Estrutura de Concreto	166
6	CONCLUSÃO	167
7	AGRADECIMENTOS	167
8	REFERÊNCIAS	167

ANÁLISE DE SEGURANÇA E DESEMPENHO ESTRUTURAL DO AUTÓDROMO INTERNACIONAL DA CAPITAL FEDERAL DO BRASIL, BRASÍLIA-DF

1	INTRODUÇÃO	172
2	ENSAIOS TECNOLÓGICOS E OBSERVAÇÕES DE CAMPO	174
2.2	Ensaio de Carbonatação	174
2.3	Constatações da Inspeção	177
3	ANÁLISE NUMÉRICA	180
3.1	Análise limite em serviço	181
3.2	Análise de Vibrações Livres (Análise Modal)	183
3.3	Análise de Instabilidade elástica	187
3.4	Análise de esforços e dimensionamento	189
4	CONCLUSÕES	190

CÁLCULO DE REAÇÕES EM VIGAS DE BORDO PARA LAJES NERVURADAS UNIDIRECIONAIS

1	INTRODUÇÃO	197
2	NORMATIZAÇÃO	198
2.1	Lajes disponíveis no Mercado	198
3	CHARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA	199
3.1	Reações dos apoios das lajes	199
4	METODOLOGIA	200
5	RESULTADOS	203
6	ANÁLISE DOS RESULTADOS	204

6.1	Altura da Capa	204
6.2	Lambda	206
6.3	Altura da nervura	206
6.4	Rigidez das vigas de bordo	208
6.5	Fissuração das vigas de bordo	209
6.6	Rigidez dos pilares	209
6.7	Avaliação global	209
7	CONCLUSÕES	217
8	REFERÊNCIAS	218

Dimensionamento e verificação da segurança via análise de confiabilidade de uma viga de concreto armado submetida ao esforço cortante

Nathaly Sarasty Narvaez

Centro Universitário de Brasília UniCEUB, Departamento de Arquitetura e Urbanismo
Brasília-DF, Brasil
nathaly.narvaez@ceub.edu.br
lattes: <http://lattes.cnpq.br/1472992513998298>

Marta de Souza Lima Velasco

Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro PUC-Rio, Departamento de Engenharia
Civil
Rio de Janeiro, Brasil
Lattes: <http://lattes.cnpq.br/7135506579021728>

João da Costa Pantoja

Universidade de Brasília,
Faculdade de Arquitetura e Urbanismo
Brasília-DF, Brasil
Pesquisador do Grupo CONSTRUCT-LESE - Faculdade de Engenharia
da Universidade do Porto
joaocpantoja@gmail.com
lattes: <http://lattes.cnpq.br/6879105340639188>

Luiz Eloy Vaz

Universidade Federal Fluminense
Rio de Janeiro-RJ, Brasil
Lattes: <http://lattes.cnpq.br/4321281058166070>

Dimensionamento e verificação da segurança via análise de confiabilidade de uma viga de concreto armado submetida ao esforço cortante

Nathaly Sarasty Narvaez | Marta de Souza Lima Velasco |

João da Costa Pantoja | Luiz Eloy Vaz

Resumo

Este trabalho avalia aspectos de segurança de uma seção de viga de concreto armado submetida ao esforço cortante sem e com reforço com compósitos de fibras de carbono. O reforço é necessário porque se considera que houve uma mudança na utilização da edificação de residência para escritório.

Inicialmente, um dimensionamento semi-probabilístico da seção da estrutura original sem reforço é feito com base na norma NBR 6118-2003. Em seguida, a segurança relativa aos modos de falha é avaliada com base no cálculo do índice de confiabilidade β . As funções de falha adotadas são relacionadas às expressões de E.L.U. da NBR 6118-2003, nomeadamente, à expressão do cálculo da armadura de estribo e à resistência da biela de compressão, assim como ao sistema formado pelas duas funções considerado como sistema em série. As análises mostram que uma redução da armadura de estribo é possível sem comprometer a segurança da seção. É feito então um dimensionamento da armadura de estribo da seção baseado em confiabilidade. Posteriormente, devido ao acréscimo dos carregamentos provocados pela nova utilização da edificação já construída que impossibilita modificações nas dimensões da seção da seção e da armadura, um reforço com fibra de carbono CFC é dimensionado para a seção com base nas expressões apresentadas em Chen & Teng (2003). Na seqüência, uma nova avaliação dos índices de confiabilidade β associados às novas funções de falha da seção da viga reforçada é feita. As análises de confiabilidade comprovam mais uma vez que uma redução da armadura de reforço CFC é possível sem comprometer a segurança da seção. Finalmente um dimensionamento baseado em confiabilidade do reforço da seção com fibra de carbono CFC é

apresentado. Na análise de confiabilidade é utilizado o método de simulação de Monte Carlo e somente quando esse método falha é usado o Método FORM. Quase todas as propriedades estatísticas das variáveis aleatórias usadas nas análises de confiabilidade são as definidas pelo JCSS, apenas aquelas relativas à resistência e ao módulo de elasticidade da fibra de carbono são obtidas de ensaios realizados no LEM-DEC da PUC- Rio. O trabalho mostra a viabilidade de projetos baseados em confiabilidade de vigas de concreto armado sem e com reforço.

Palavras-chave

Confiabilidade, Otimização topológica, Modelo de bielas e tirantes, Estruturas de concreto.

Structural design and safety verification via reliability analysis of a reinforced concrete beam subjected to shear stress

Abstract

This paper evaluates the safety aspects of a reinforced concrete beam section submitted to shear stress without and with strengthening with carbon fiber composites. Initially, a semi-probabilistic design of the original structure without reinforcement is done based on the NBR 6118-2003 standard. Then, the relative safety to failure modes is evaluated based on the calculation of the reliability index β . The adopted failure functions are related to the E.L.U. expressions of NBR 6118-2003, namely, the expression for calculating the stirrup reinforcement and the compression strut resistance, as well as the system formed by the two functions considered as a series system. The analyses show that a reduction of the stirrup reinforcement is possible without compromising the safety of the section. A design of the stirrup reinforcement of the section based on reliability is then performed. Posteriorly, due to the increase in loads provoked by the new use of the already built building that makes modifications in the dimensions of the section and the reinforcement impossible, a reinforcement with CFC carbon fiber is dimensioned for the section based on the expressions presented in Chen & Teng (2003). In the sequence, a new evaluation of the reliability indexes β associated with the new failure functions of the strengthened beam section is performed. The reliability analyses prove once again that a reduction of the CFC reinforcement is possible without compromising the safety of the section. Finally, a reliability-based design of the section reinforcement with CFC carbon fibre is presented. In the reliability analysis, the Monte Carlo simulation method is used, and only when this method fails, the FORM method is used. Almost all the statistical properties of random variables used in the reliability analyses are those defined by JCSS. Only those related to strength and modulus of elasticity of carbon fiber are obtained

from tests performed at LEM-DEC of PUC- Rio. The work shows the feasibility of reliability-based design of reinforced concrete beams without and with strengthening.

Keywords

Reliability, Topology optimization, Strut-and-Tie model, Concrete structures.

1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento de estruturas de concreto armado é feito no Brasil segundo a norma NBR6118-2003. A norma brasileira, como a maioria das normas do mundo, segue a metodologia de projeto semi-probabilístico. Nesse método, as expressões de estados limites são escritas com as variáveis aleatórias representadas por valores chamados de valores cálculo ou de projeto que são valores com baixa probabilidade de ocorrência no sentido de diminuir a probabilidade de falha associada ao estado limite. Todavia, esse método não permite a quantificação dessa probabilidade de falha e, portanto, não é uma medida de segurança uniforme, ou seja, ele pode conduzir a um dimensionamento contra a segurança ou anti-econômico no sentido de levar a um projeto com probabilidade de falha, respectivamente, acima ou abaixo da probabilidade de falha aceitável. A análise de confiabilidade de estruturas é uma técnica que possibilita o cálculo da probabilidade de falha associada a um estado limite e também um dimensionamento para uma probabilidade de falha alvo, entre outras vantagens.

Neste trabalho uma seção de uma viga de um pavimento de uma residência fictícia é inicialmente dimensionada ao esforço cortante pelo método semi-probabilístico segundo a norma brasileira. Em seguida, a probabilidade de falha dessa seção é calculada via análise de confiabilidade. Por fim, a armadura de estribo da seção é dimensionada de modo que a maior probabilidade de falha entre as diversas probabilidades de falha da seção associadas às diversas funções de falha adotadas seja igual a uma probabilidade de falha alvo recomendada pelo JCSS (*Joint Committee for Structural Safety*), ou seja, é feito um dimensionamento da seção baseado em confiabilidade.

Numa segunda etapa, é feita a hipótese de que a residência foi transformada em escritório e as cargas são modificadas. Uma verificação da segurança da seção pré-existente mostra a necessidade de reforço da estrutura com fibra de carbono CFC. A seção então é reforçada com base na metodologia proposta no artigo de Chen & Teng e, em seguida, uma análise de confiabilidade da seção da viga reforçada é executada. Finalmente, como a probabilidade de falha calculada é diferente da probabilidade de falha alvo, um dimensionamento da fibra de carbono baseado em confiabilidade é realizado com metodologia similar ao feito para a viga sem reforço.

As variáveis aleatórias consideradas nas análises de confiabilidade são a resistência do concreto, do aço e da fibra e a carga permanente e a acidental. As propriedades estatísticas das cargas são definidas conforme as recomendações do JCSS assim como as resistências do concreto e do aço. As propriedades estatísticas da resistência da fibra de carbono foram obtidas com

base na amostra obtida de ensaios realizados no Laboratório de Estruturas e Materiais do Departamento de Engenharia Civil (LEM-DEC) da PUC-Rio. A escolha da função de probabilidade mais apropriada para representar a amostra foi feita com base em técnicas de aderência usando os métodos de Chi-quadrado e Kolmogorov-Smirnov. As funções testadas foram a função de distribuição normal, a lognormal e a Weibul.

O método de análise empregado de confiabilidade foi o Monte Carlo e em alguns casos (para valores elevados de β) o método FORM.

Um programa em matlab foi desenvolvido para realizar todas as tarefas descritas. Tais programas tornam viável o uso dessas técnicas no dia a dia do projeto de estruturas.

2 EXPRESSÕES DE DIMENSIONAMENTO DE UMA SEÇÃO DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDA AO ESFORÇO CORTANTE

2.1. Expressões da NBR 6118-2003 pelo Modelo I para viga sem reforço

A NBR 6118 baseada no modelo de treliça apresenta as seguintes prescrições para dimensionamento de força cortante para Estado Limite Ultimo. No modelo I as bielas de compressão têm inclinação $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal da viga. No cálculo, os estribos podem ser inclinados de um ângulo α situado entre 45° e 90° .

As seguintes variáveis são definidas:

V_{Sd} = força cortante solicitante de cálculo, na seção;
 V_{Rd2} = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto
 $V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$, sendo V_c a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça e V_{sw} a parcela absorvida pela armadura transversal.

No modelo de cálculo I, a resistência da peça é assegurada pela verificação da compressão diagonal no concreto, com a expressão:

$$(1) \quad V_{Rd2} = 0,27\alpha_v f_{cd} b_w, \quad \alpha = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

E pelo calculo da armadura transversal, dado por:

$$(2) \quad V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9df_{ywd} (\text{sen}\alpha + \cos\alpha)$$

$V_c = V_{co}$ na flexão simples.

$$(3) \quad V_{co} = 0,6 f_{ctd} b_w d$$

A armadura a cisalhamento por metro é calculada assim:

$$(4) \quad A_{sw} = \frac{V_{sw}}{0,9 d f_{yd}}$$

2.2. Expressões da NBR 6118-2003 pelo Modelo I para viga sem reforço

Para um esquema geral de reforço, sendo θ o ângulo de inclinação da fissura diagonal em relação ao eixo longitudinal da viga, considerando que as faixas de CFC têm a mesma largura e estão coladas nos dois lados da viga, a contribuição do reforço de CFC à resistência ao cortante da viga é dada por:

$$V_f = 2 f_{fe} t_f w_f \frac{h_{fe} (\cot \theta + \cot \beta) \text{sen} \beta}{s_f}$$

(5) Onde f_{fe} é a tensão média no CFC que costura a fissura diagonal no estado limite último.

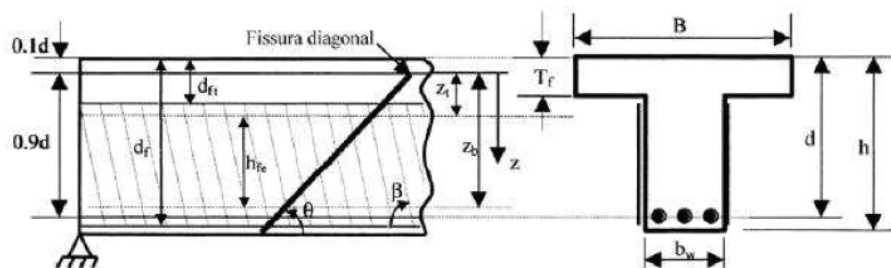


Figura 1:
Esquema de reforço à força cortante.
Fonte: TENG *et al*, (2002).

É assumido que a ponta da fissura está a distância de $0,1d$ abaixo da face comprimida da viga. Adotando-se um sistema de coordenadas orientado para baixo e com origem na ponta da fissura (Figura 1), a altura efetiva do CFC, h_{fe} , é expressa como:

$$h_{fe} = Z_b - Z_t$$

(6) Onde z_b e z_t são as coordenadas da base e do topo do CFC respectivamente.

$$Z_b = [d - (h - d_f)] - 0,1d$$

(7) Onde d_{ft} é a distância da face comprimida à borda superior do

$$(8) \quad Z_t = [0,1d + d_{ft}] - 0,1d = d_{ft}$$

CFC (logo, $d_{ft} = 0$ para reforço com envolvimento completo da seção) e d_f é a distância da face comprimida à borda inferior do reforço.

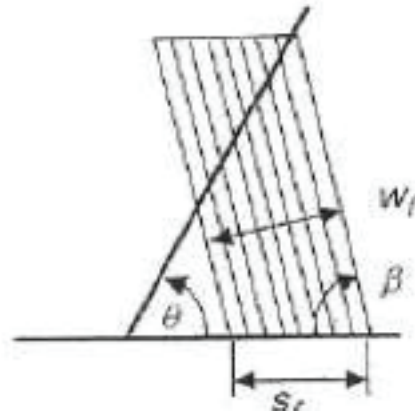


Figura 2:
Detalhe do reforço contínuo
Fonte: Adaptada de Chen e Teng, 2003a

Deve-se ressaltar que no reforço contínuo, para considerar a direção principal das fibras (Figura 2), a relação entre s_f e w_f é:

$$(9) \quad s_f = \frac{w_f}{\text{sen}\beta}$$

A distribuição de tensão no CFC ao longo da fissura não é uniforme no estado limite último, tanto para a falha por ruptura do compósito quanto para a falha por descolamento do CFC. A tensão média no CFC é dada por:

$$(10) \quad f_{fe} = D_f \sigma_{f \max}$$

Onde $\sigma_{f \max}$ é a tensão máxima alcançada pelo reforço de CFC atravessado pela fissura e D_f é o fator de distribuição de tensão definido por:

$$(11) \quad D_f = \frac{f_{fe}}{\sigma_{f \max}}$$

2.3 Modelo de Cálculo Considerando Falha por Ruptura do Compósito

Este modelo é aplicado a todas as vigas com seção completamente envolvida pelo reforço, e também em vigas com reforço em "U" ou colado apenas nas laterais que possuem um esquema de ancoragem especial. As vigas com reforço em "U" podem falhar tanto por ruptura quanto por descolamento do compósito, portanto deve-se considerar este modelo e o modelo considerando a falha por descolamento do compósito.

Nas vigas reforçadas que têm a resistência ao cortante controlada pela ruptura do compósito, o processo de ruptura se inicia quando o ponto mais tracionado do CFC atravessado pela fissura alcança a sua resistência última de tração. Uma vez

iniciada, a ruptura do CFC irá se propagar rapidamente ao longo da fissura, levando a viga a uma falha catastrófica.

Para desenvolver um modelo cuidadoso para o cálculo da resistência à força cortante de uma viga reforçada, uma distribuição racional de tensão no CFC deve ser assumida e considerada em conjunto com a fragilidade do compósito.

Os autores propuseram uma distribuição geral de tensões parabólica ao longo da fissura, com uma distribuição linear como caso simplificado. Para a distribuição de tensões linear no CFC ao longo da fissura, a tração no CFC aumenta desde zero na ponta da fissura até a resistência última de tração no fim da fissura. A distribuição linear de tensões é recomendada, pelos autores, para um modelo simples e conservativo de uso prático.

Para um esquema geral de reforço mostrado na Figura 1 o fator de distribuição de tensões é expresso por:

$$(12) \quad D_f = \frac{1+\xi}{2}$$

$$(13) \quad \xi = \frac{Z_t}{Z_b}$$

Para reforço colado em toda a lateral da viga, $\xi = 0$ logo $D_f = 0.5$. A tensão máxima no CFC é:

$$(14) \quad \sigma_{f \max} = f_f$$

Onde f_f é a tensão é a resistência última à tração do compósito.

Para efeito de dimensionamento a tensão máxima no CFC deve ser obtida por:

$$(15) \quad \sigma_{f \max} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 f_f}{y_f}; \text{ se } \frac{f_f}{E_f} \leq \epsilon_{\max} \\ \frac{0,8 f_{\epsilon \max}}{y_f}; \text{ se } \frac{f_f}{E_f} > \epsilon_{\max} \end{array} \right.$$

Onde γ_f é o coeficiente de segurança adotado por Chen e Teng para a resistência à tração no compósito, $\gamma_f = 1,25$. O fator de 0,8, introduzido na eq. (15) leva em conta efeitos não considerados neste modelo, como efeito da aresta da viga na resistência à tração do CFC, se estas não forem devidamente suavizadas.

A eq. (15) também inclui um limite para a deformação máxima no CFC (ϵ_{\max}) para controlar a abertura da fissura. O limite

sugerido pelos autores é de 1,5%.

Deve-se ressaltar que as equações (11) e (12) não podem ser usadas nos casos em que a resistência última da viga é alcançada antes da ruptura do compósito.

2.4 Modelo de Cálculo Considerando Falha por Descolamento do Compósito

O descolamento do CFC da superfície de concreto é o modo de ruptura predominante de vigas reforçadas com compósito colado apenas nas laterais.

Este modo também controla a resistência da maioria das vigas com reforço em “U”.

Na falha por descolamento do CFC que costura uma fissura, a tensão máxima no compósito ocorre onde o f tem o maior comprimento de ancoragem. A tensão máxima no CFC, $\sigma_{f\max}$, é limitada tanto pela resistência última de ancoragem quanto pela resistência à tração do CFC:

$$(16) \quad \sigma_{f\max} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_f \\ 0,0427 \beta_w \beta_L \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_c}}{t_f}} \end{array} \right.$$

Onde β_L é o coeficiente que leva em conta o efeito do comprimento de ancoragem e o coeficiente β_w reflete o efeito da razão entre a largura do CFC e do concreto.

$$(17) \quad \beta_L = \begin{cases} 1 & se \lambda \geq 1 \\ \text{sen} \left(\frac{\pi \lambda}{2} \right) & se \lambda < 1 \end{cases}$$

$$(18) \quad \beta_w = \sqrt{\frac{2 - \frac{w_f}{s_f \text{sen} \beta}}{1 - \frac{w_f}{s_f \text{sen} \beta}}}$$

O comprimento máximo de ancoragem normalizado λ é dado por:

$$(19) \quad \lambda = \sqrt{\frac{l_{\max}}{L_e}}$$

O comprimento máximo de ancoragem L_{\max} depende do tipo de ancoragem do reforço:

Para envolvimento em “U”, o máximo comprimento de ancoragem ocorre na extremidade inferior da fissura (Figura 3-b):

$$(20) \quad L_{\max} = \frac{h_{fe}}{L_e}$$

Para reforço colado apenas nas laterais, o comprimento máximo de ancoragem está localizado no meio da altura (Figura 3-a):

$$(21) \quad L_{\max} = \frac{h_{fe}}{2\text{sen}\beta}$$

O comprimento de ancoragem efetivo L_e é calculado por:

$$(22) \quad L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f_c}}}$$

A resistência de ancoragem em um ponto da faixa do reforço depende de onde a fissura se encontra em relação à extremidade do CFC, assim, o fator de distribuição de tensões, D_f , é dado por:

$$(23) \quad D_f = \begin{cases} \frac{2}{\pi\lambda} - \frac{1 - \cos\left(\frac{\pi\lambda}{2}\right)}{\text{sen}\left(\frac{\pi\lambda}{2}\right)} & \text{se } \lambda \leq 1 \\ \frac{\pi - 2}{\pi\lambda} & \text{se } \lambda > 1 \end{cases}$$

Para uma mesma geometria, o valor de D_f é maior para reforço colado em “U” do que para o colado apenas nas laterais, por causa da diferença no valor de λ . Esta diferença no valor de D_f reflete a maior eficiência do reforço em “U” em comparação ao reforço colado apenas nas laterais. Deve-se tomar um cuidado especial no cálculo da resistência de vigas nas regiões de momento negativo, onde a face superior está tracionada e a inferior comprimida. Como nestas regiões a fissura se inicia no topo da viga, as grandezas indicadas na Figura 2.54 devem ser medidas a partir da face inferior da viga.

2.5 Espaçamento das faixas

O modelo apresentado leva em conta que o número de faixas que interceptam uma fissura é suficiente (duas ou mais). Entretanto, este tratamento pode levar a resultados conservativos ou não, dependendo da localização das faixas. Alguns casos extremos são mostrados na Figura 3.

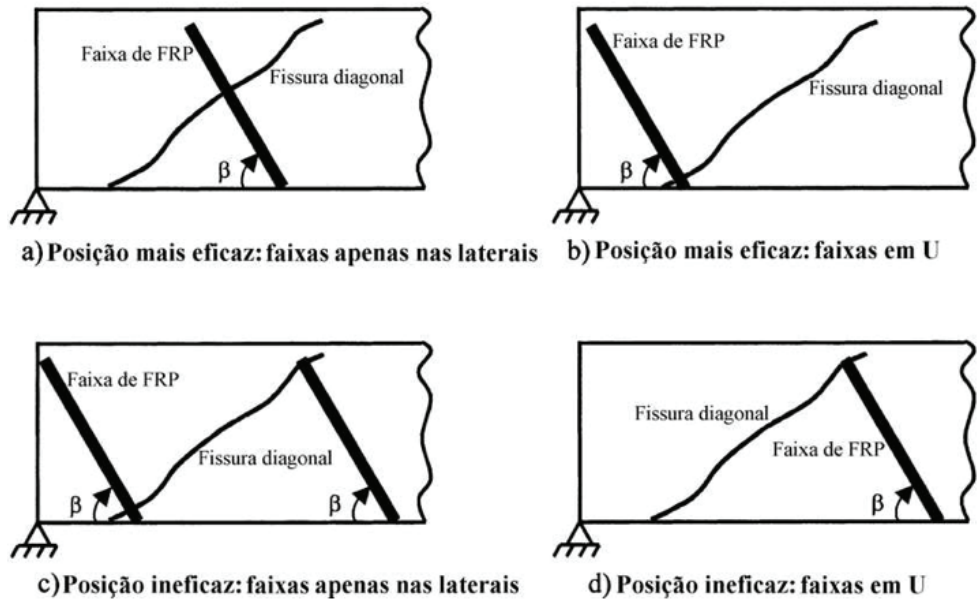


Figura 3:
Posições eficazes ou ineficazes das faixas de CFC.
Fonte: adaptada de Chen e Teng, (2003a)

Para que um esquema de reforço à força cortante seja eficiente, o espaçamento entre as faixas não deve exceder metade do comprimento horizontal da fissura, assim, ao menos duas faixas interceptarão a fissura, e, pelo menos uma de forma eficiente.

$$s_f \leq s_{f \max} = \frac{h_{fe} (\operatorname{sen} \beta + \operatorname{cos} \beta)}{2}$$

3 ANÁLISE DA CONFIABILIDADE (VASCONCELLOS, 2000)

As expressões de E.L.U. da norma brasileira são escritas com base no método semi-probabilístico com as variáveis aleatórias representadas por valores determinísticos ditos de cálculo. As funções de falha associadas a expressões de E.L.U. da norma são obtidas substituindo-se os valores de cálculo por variáveis aleatórias e colocando as expressões na forma:

$$g(x, d) \leq 0$$

Onde x é o vetor das variáveis aleatórias (em geral resistências dos materiais e cargas) e d o vetor das variáveis determinísticas (em geral dimensões). A probabilidade de falha P_f associada

à função de falha dada em (5) pode ser obtida integrando-se a função de densidade de probabilidade multi-variável $f(x)$ no domínio de falha.

(26)

$$p_f = \int_{g(x,d) \leq 0} f(x) dx$$

O método de simulação de Monte Carlo pode ser visto como um método numérico de integração que permite o cálculo da probabilidade de falha P_f dada em (6). Uma vez calculada a probabilidade de falha, pode-se obter o índice de confiabilidade β , muito usado como medida de confiabilidade:

(27)

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f)$$

Onde $\Phi^{-1}(x)$ é a função inversa da função cumulativa de probabilidade da distribuição normal padrão $\Phi(x)$.

O método FORM (First Order Reliability Method) é um método eficiente para o cálculo direto do índice de confiabilidade β . Se a função de falha $g(x,d)$ for uma função linear, a probabilidade de falha associada ao índice de confiabilidade β calculado pelo FORM pode ser obtida de forma exata como:

(28)

$$p_f = \Phi(-\beta)$$

Caso a função não seja linear, a probabilidade de falha calculada pela expressão (28) ainda é considerada uma boa aproximação do valor exato de P_f .

Nesse trabalho a probabilidade de falha é calculada pelo Método de Monte Carlo e o índice de confiabilidade β pela expressão (27). Para se obter uma boa estimativa da probabilidade de falha o tamanho da amostra n deve satisfazer (André Beck, 2008).

(29)

$$n \geq \frac{3}{p_f}$$

Para uma probabilidade de falha alvo $P_f \approx 10^{-5}$, $n \approx 300000$. Nesse trabalho adotou-se $n = 106$.

O JCSS (Joint Committee for Structural Safety) propõe os valores de índice de confiabilidade alvo β_t indicados na Tabela 1 para um período de referência de um ano, sendo necessário fazer o cálculo para a vida útil da estrutura.

Tabela 1. Índices de confiabilidade β alvos relativos a um ano de período de referência

Custo relativo da medida de segurança	Conseqüências menores de falha	Conseqüências moderadas de falha	Grandes conseqüências de falha
Grande (A)	$\beta = 3,1$	$\beta = 3,3$	$\beta = 3,7$
Normal (B)	$\beta = 3,7$	$\beta = 4,2$	$\beta = 4,4$
Pequeno (C)	$\beta = 4,2$	$\beta = 4,4$	$\beta = 4,7$

Nesse trabalho trata-se de um prédio com custo relativo da medida de segurança normal e conseqüências de falha moderadas, sendo o índice de confiabilidade para um ano $\beta_t = 4.2$. Calcula-se então o valor β_t para uma vida útil da estrutura de 50 anos a partir da probabilidade de falha obtida da Tabela 1 por:

$$(30) \quad p_f = 1 - (1 - p_f)^n$$

Resultando neste estudo um valor alvo de $\beta_t = 3,2$.

4 FUNÇÕES DE FALHA ASSOCIADAS ÀS EXPRESSÕES DE DIMENSIONAMENTO DE UMA SEÇÃO DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDA AO ESFORÇO CORTANTE

4.1 Funções de falha para análise de confiabilidade da viga sem reforço

$$(31) \quad g_1 = 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_c b_w d - V_s$$

Função de falha relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto
Função de falha relativa à ruína por tração diagonal

$$(32) \quad g_2 = 0,18 f_c^{2/3} y_2 b_w d + A_{sw} 0,9 d f_{yw} (\text{sen } \alpha + \cos \alpha) - V_s$$

4.2 Funções de falha para análise de confiabilidade da viga com reforço

Supondo que o prédio esteja em uso um reforço com fibra de carbono é calculado e a confiabilidade das novas funções de falha é avaliada.

4.3 Função de falha relativa à ruína por tração diagonal, devido à ruptura do reforço.

$$(33) \quad g_3 = V_c + V_{sw} + V_{fR} - V_s$$

Onde:

$$(34) \quad V_{fR} = 0,5 + 0,5\xi\rho_f b_w h_{fe} (1 + \cot \beta) \text{sen} \beta f_f$$

Função de falha relativa à ruína por tração diagonal, devido ao descolamento do reforço.

$$(35) \quad g_4 = V_c + V_{sw} + V_{f-D} - V_s$$

Para $\lambda > 1$

$$(36) \quad V_{f-D} = 0,427 \left(1 - \frac{\pi - 2}{\pi L_{\max}} \sqrt{\frac{E_f t_f}{f_c}} \right) b_w \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_c}}{t_f}} \rho_f b_w h_{fe} (1 + \cot \beta) \text{sen} \beta$$

Para $\lambda < 1$

$$(37) \quad V_{f-D} = \frac{0,854}{\pi L_{\max}} E_f \frac{t_f}{\sqrt{f_c}} b_w \text{sen} \left(\frac{1}{2} \pi \frac{L_{\max}}{\sqrt{\frac{E_f t_f}{f_c}}} \right) \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_c}}{t_f}} \rho_f h_{fe} (1 + \cot \beta) \text{sen} \beta$$

$$\lambda = \frac{2N t_f w_f}{b_w s_f}$$

Para $\lambda = 1$

$$(38) \quad V_{f-D} = \frac{0,854}{\pi L_{\max}^2} E_f \frac{t_f}{\sqrt{f_c}} b_w \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_c}}{t_f}} \rho_f b_w h_{fe} (1 + \cot \beta) \text{sen} \beta$$

Onde:

$$(39) \quad \lambda = \frac{L_{\max}}{\sqrt{\frac{E_f t_f}{f_c}}}$$

O valor da taxa de fibra usada no cálculo de reforço com fibra de carbono é obtida a partir de:

$$(40) \quad \lambda = \frac{2Nt_f w_f}{b_w s_f}$$

Sendo N o número de camadas, t_f a espessura da fibra, w_f a largura da fibra, b_w a largura da viga e s_f a separação entre as fibras.

5 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Descrição do pavimento:

O pavimento da edificação estudada é composto de 2 lajes de 10 cm de espessura e 7 vigas. Considera-se que um pilar desce do pavimento superior e morre sobre a viga V2 na posição indicada na figura 4. A seção transversal estudada é a seção S1 da viga V2 assinalada na figura 4. As dimensões da seção transversal S1 da viga V2 são: largura $b = 200$ mm e altura $h = 500$ mm.

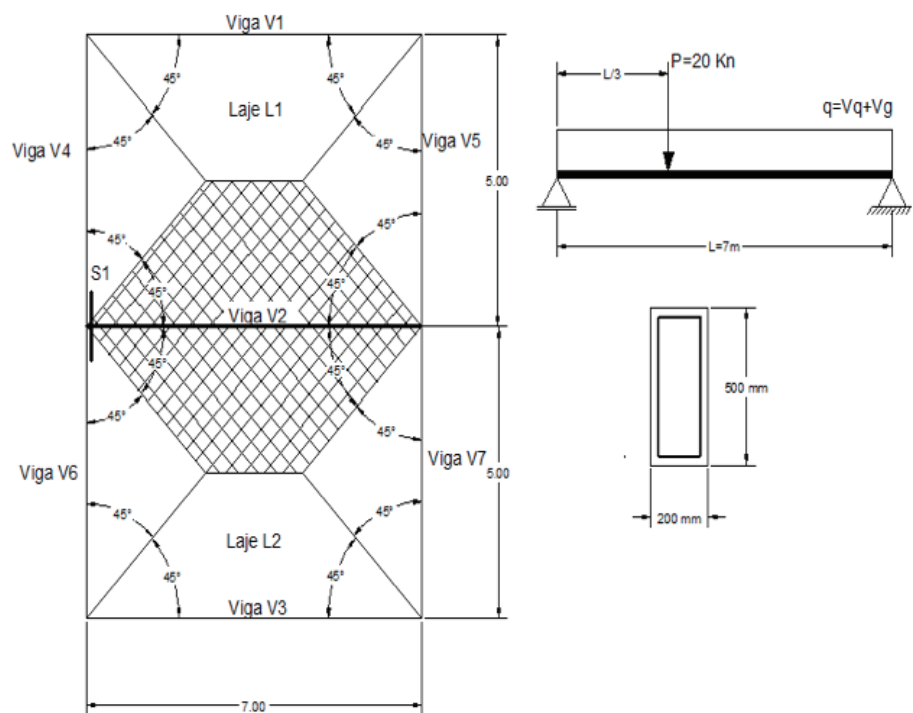


Figura 4:
Descrição do exemplo proposto.
Fonte: autor (2011)

5.1. Dimensionamento da armadura de estribo da seção S1 da viga V2 pela NBR 6118 – 2003

Considera-se nesta etapa que o uso da edificação é de residência, por tanto é adotada a carga acidental dada na NBR 6120 para lajes de edifícios residências igual a 2 kN/m². Os dados da geometria e dos valores característicos das variáveis aleatórias do problema (resistências e cargas) são apresentados na tabela 3. Os pesos específicos dos materiais foram obtidos da NBR 6120.

Tabela 3: Variáveis do exemplo. Fonte: autor (2011)

Variável determinística	Descrição	Valor	Und.
b_w	Largura da viga	200	mm
h	Altura da viga	500	mm
d	Altura útil da viga	470	mm
L	Comprimento da viga	5	mm
A_i	Área de influência	22,5	m ²
α	Ângulo de inclinação dos estribos	90	rad
θ	Inclinação das bielas de compressão	45	rad
β	Ângulo de inclinação entre a fibra de carbono e o eixo longitudinal da viga	90	rad
f_{ck}	Resistência característica do concreto a compressão	20	MPa
f_{yk}	Resistência característica do aço a tração	500	MPa
p_{plk}	Peso proprio laje	2,5	kN/m ²
r_{vlk}	Revestimento laje	1	kN/m ²
p_{pvk}	Peso proprio viga	1,2	kN/m
q_{Lk}	Carga acidental sobre a laje sobre viga	2,0	kN/m
q_{Vk}	Carga alvenaria sobre viga	0,50 7	kN/m
V_{gk}	Carga distribuída permanente	14,2 57	kN/m
P_{qk}	Carga acidental em residência	2	kN/m ²
V_{qk}	Carga distribuída acidental	6,42 9	kN/m
P_{gk}	Carga pontual permanente	12	kN
P_{qk}	Carga pontual acidental	8	kN

Os valores de cálculo das resistências são obtidos afetando os valores característicos com os coeficientes para condições normais da Norma NBR 6118, sendo $\gamma_c = 1,4$ para a resistência do concreto e $\gamma_s = 1,15$ para a resistência do aço.

Os valores de cálculo das cargas da viga V2 obtidas com o uso da área hachurada de influência indicada na figura 4 são afetados pelo coeficiente $\gamma_m = 1.4m$.

Para o exemplo apresentado e usando as expressões da NBR-6118 a armadura obtida é 314,784 mm²/m.

5.2 Análise de confiabilidade da seção S1 da viga V2 dimensionada no item

As variáveis usadas na análise de confiabilidade são mostradas na tabela 4.

Tabela 4. Variáveis aleatórias do exemplo com os parâmetros estatísticos. Fonte: autor (2011)

Variável aleatória	Descrição	Und	Valor médio	Coef. variação	Tipo de distribuição
f_c	resistência do concreto a compressão	MPa	26,6	0,17	lognormal
Y_2	parâmetro de resistência a tração do concreto	-	1	0,3	lognormal
f_{yw}	resistência do aço a tração	MPa	560	30	lognormal
V_g	carga distribuída permanente	kN/m	14,257	0,03	normal
q_L	carga acidental sobre a laje para residência	kN/m ²	2,562	0,869	Gumbel
g_v	carga permanente sobre a viga para residência	kN/m ²	2,0	0,03	normal
V_q	carga distribuída acidental na viga	kN/m	8,235	0,339	Gumbel
P_g	carga pontual permanente	kN	12	0,03	normal
P_q	carga pontual acidental	kN	8	0,339	Gumbel
f_{fu}	resistência à tração da fibra de carbono	MPa	3214,9 56	253,75 1	Weibul
E_f	módulo de elasticidade	GPa	238,01 7	28,332	Weibul

O índice Y_2 da tabela 4 é o parâmetro dado pelo JCSS que permite obter a média da resistência à tração do concreto a partir da sua resistência à compressão usando a equação 41. As propriedades estatísticas da carga permanente de alvenaria q_a sobre a viga foi calculada com base na NBR 6120. As propriedades estatísticas das cargas acidentais sobre a laje q_L são obtidas seguindo as recomendações do JCSS superpondo adequadamente as contribuições das cargas de curta e longa duração para uma vida útil da estrutura de 50 anos.

(41)

$$f_{ct} = 0,3 f_c^{2/3} \gamma^2$$

Os coeficientes de variação das variáveis aleatórias são tomados dos exemplos de aplicação da JCSS. Para a carga distribuída permanente o valor médio é o valor característico do dimensionamento. A carga distribuída acidental sobre a laje é calculada de forma análoga à obtida no item anterior

A análise de confiabilidade é feita por FORM no programa FERUM do programa Matlab para a função de falha g_1 e por Método de Monte Carlo para g_2 , obtendo com os respectivos índices de confiabilidade $\beta_1 = 8,075$ e $\beta_2 = 3,92$. Sendo esses valores muito altos em relação ao índice de confiabilidade alvo $\beta_t = 3,2$ a armadura de estribo da seção pode ser reduzida sem comprometer a segurança da seção.

5.3 Dimensionamento baseado em confiabilidade da seção S1 da viga V2 dimensionada no item 5.1.

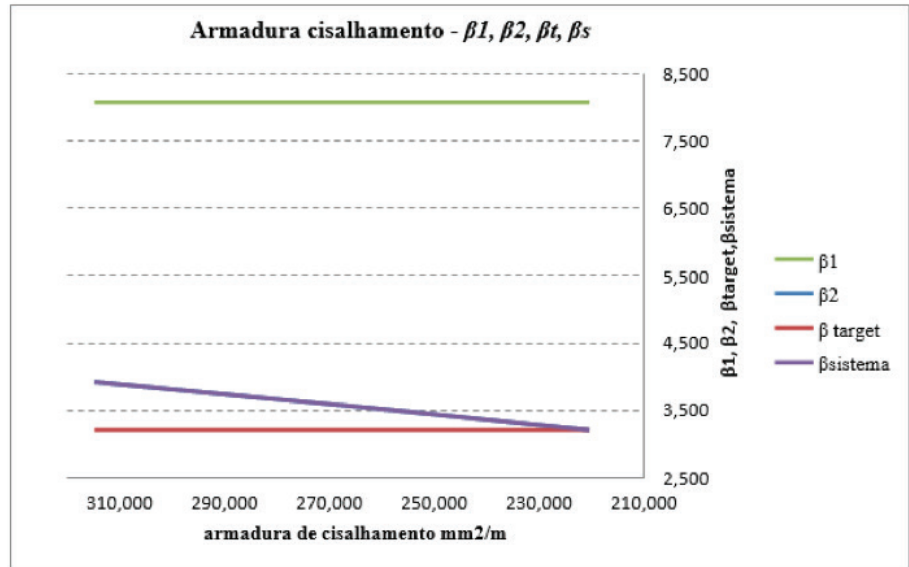
A análise de confiabilidade feita no item anterior mostra que é possível reduzir a armadura de estribo da seção sem comprometer a segurança da mesma. É feito então um dimensionamento da seção baseado em confiabilidade. De modo que o índice de confiabilidade mais desfavorável associado à seção se iguale ao índice de confiabilidade alvo β_t . Os resultados do processo iterativo são mostrados na Tabela 5 e Fig. 5.

Tabela 5: Iteração de cálculo da armadura a cisalhamento β_1 e β_2 . Fonte: autor (2011)

Método de análise	FERUM/ FORM	Monte Carlo	Monte Carlo
Armadura (mm ² /m)	β_1	β_2	β_s
314,784	8,075	3,922	3,922
283,305	8,075	3,692	3,692
254,975	8,075	3,479	3,479
229,477	8,075	3,279	3,279
220,298	8,075	3,209	3,209

Os valores do índice de confiabilidade β_1 da função de falha g_1 associada ao comportamento da biela comprimida são muito altos em relação aos valores de β_2 , sendo, portanto, descartados no análise do β_s .

Figura 5:
Gráfica do processo iterativo do cálculo da armadura de cisalhamento e valores de β_1 , β_2 , β_t , β_{sistema} .



Segundo o anterior o valor da armadura necessária a partir do análise de confiabilidade seria de 220,298 mm² / m

5.4 Mudança na solicitação. Análise de confiabilidade da seção S1 da viga V2 dimensionada no item 5.3.

No exemplo estudado considera-se que, após a construção, há uma mudança no uso da edificação de tipo residencial para escritório. Esta hipótese implica uma carga acidental maior representada pela carga distribuída sobre a laje q_L e carga pontual P_q como se indica na tabela 6. As propriedades estatísticas da carga q_L e de P_q para escritório são obtidas do JCSS de modo análogo ao que é feito para a carga de residência. As cargas permanentes são mantidas.

Tabela 6: Cargas acidentais após a mudança de ocupação.
Fonte: autor (2011)

Variável aleatória	Descrição	Und	Valor médio	Coef. variação	Tipo de distribuição
V_g	Carga distribuída permanente	kN/m	14,57	0,03	normal
q_L	Carga acidental para escritório	kN/m ²	3,071	0,388	Gumbel
g_v	Carga permanente sobre a viga	kN/m	2	0,03	normal
V_q	Carga distribuída acidental na viga	kN/m	9,871	0,388	Gumbel
P_g	Carga pontual permanente	kN	12	0,03	normal
P_q	Carga pontual acidental	kN	8	0,388	Gumbel

Mantendo-se o valor da armadura de cisalhamento calculada por análise confiabilidade, ou seja, $A_{s_{ws}} = 220,298 \text{ mm}^2/\text{m}$, uma análise de confiabilidade para avaliar as funções de falha g_1 e g_2 é feita para esta nova configuração obtendo como resultado um valor de $\beta_1 = 2,7501$ que é menor que o β .

5.5 Dimensionamento da área da seção de fibra de carbono CFC da seção S1 da viga V2 submetida às novas cargas acidentais conforme a metodologia de Chen e Teng (2003 a, b)

Dado que o valor do β_1 é menor do que o β e que a estrutura já está construída não permitindo a modificação das armaduras, um reforço da estrutura é necessário. A opção recai sobre o uso de fibras de carbono CFC. Um dimensionamento baseado da área da seção transversal da fibra baseado nas teorias de Chen e Teng é realizado. As fibras são colocadas somente na direção transversal ao eixo da viga.

O valor da força cortante absorvida pela fibra de carbono é obtido a partir da equação 41.

$$(42) \quad A_{fpm} = \frac{v_f}{\cot \theta \cot \beta \sin \beta h_f \sigma_{fvd}}$$

$$(43) \quad \rho_f = \frac{A_{fpm}}{b_w s_f}$$

O valor da taxa de fibra usada no cálculo de reforço com fibra de carbono é obtida a partir de

Sendo A_{fpm} a área de reforço de fibra de carbono por metro. Para o caso estudado a taxa de fibra com o reforço aplicado em forma de U é $\rho_f = 7.637 \cdot 10^{-4}$

5.6 Análise de confiabilidade da seção S1 da viga V2 dimensionada no item 5.5.

Com o valor da taxa de fibra de carbono CFC calculada pelo método semi-probabilístico é feita uma análise de confiabilidade, desta vez das funções de falha g_3 e g_4 correspondentes a ruptura e descolamento do compósito de modo a avaliar a segurança da seção. As variáveis usadas na análise de confiabilidade são mostradas na tabela 7.

Tabela 7. Variáveis aleatórias do exemplo com os parâmetros estatísticos. Fonte: autor (2011)

Variável aleatória	Descrição	Und	Valor médio	Coef. variação	Tipo de distribuição
V_g	carga distribuída permanente	kN/m	14,257	0,03	normal
q_L	carga acidental para escritório	kN/m ²	3,071	0,388	Gumbel
V_q	carga distribuída acidental	kN/m	9,871	0,388	Gumbel
P_g	carga pontual permanente	kN	12	0,03	normal
P_q	carga pontual acidental	kN	8	0,388	Gumbel
f_r	resistência a tração da fibra de carbono	MPa	3214,956	253,751	Weibul
E_r	módulo de elasticidade	GPa	238,017	28,332	Weibul

Para a taxa de fibra de carbono calculada no item 5.5. os valores de índices de confiabilidade são apresentados na tabela 8.

Tabela 8: Valores dos índices de confiabilidade β_1 , β_3 , β_4 para a taxa de fibra pf. Fonte: autor (2011)

ρ_f	β_1	β_3	β_4
$7,6377^{-10}$	7,224	2,7358	2,7358

5.7 Dimensionamento baseado em confiabilidade da área da seção de fibra de carbono CFC da seção S1 da viga V2 dimensionada no item 5.5.

Os valores dos índices de confiabilidade obtidos anteriormente são inferiores ao valor de β_t por tanto é necessário fazer um novo cálculo iterativo, ou seja, um projeto da fibra de carbono baseado em confiabilidade aplicada para obter o valor de β_2 e $\beta_3 \geq \beta_t$ como se apresenta na tabela 9.

Tabela 9: Iteração de cálculo da taxa de fibra de carbono e β_{sistema} . Fonte: autor (2011)

ρ_f	β_1	β_3	β_4	β_s	β_t
$7,6377^{-10}$	7,224	2,7358	2,7358	2,7358	3,209
$1,60^{-8}$	7,224	2,739	2,739	2,739	3,209
$3,37^{-7}$	7,224	2,737	2,7371	2,7371	3,209
$7,07^{-6}$	7,224	2,7637	2,7617	2,7621	3,209
$1,49^{-4}$	7,224	3,293	3,226	3,254	3,209

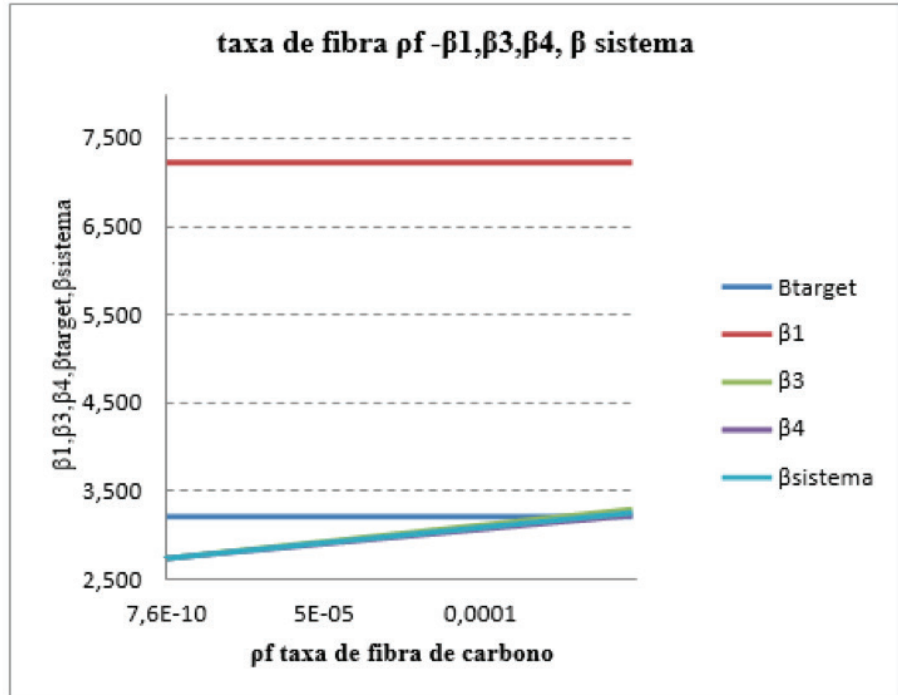


Figura 6:
Representação gráfica do processo iterativo do cálculo da taxa de fibra de carbono e $\beta_1, \beta_3, \beta_4, \beta_s$.
Fonte: autor (2011)

Adotando-se então o valor de taxa de armadura como $\rho_f = 0,0149\%$ com uma largura da fibra de 40 mm por faixa.

6 CONCLUSÕES

Uma seção transversal S1 de uma viga de concreto armado V2 de um pavimento de uma residência é dimensionada pela norma brasileira NBR 6118-2003 para uma solicitação de esforço cortante.

Uma análise de confiabilidade das funções de falha dessa seção mostra que a armadura de estribo da seção pode ser reduzida sem comprometer a segurança da seção. É feito então um dimensionamento da armadura transversal da seção baseado em confiabilidade, ou seja, a armadura é calculada de modo que o menor índice de confiabilidade entre os índices de confiabilidade associados às funções de falha definidas para a seção seja igual ao índice de confiabilidade alvo.

Em seguida, supõe-se que, após construída, a edificação mudou seu uso de residência para escritório. As novas cargas de projeto e a impossibilidade de se mudar as dimensões da seção transversal da viga e a área da armadura, levam ao uso de reforço da seção com fibra de carbono CFC. O dimensionamento da área necessária é feito conforme as expressões definidas em Chen & Teng.

Uma análise de confiabilidade análoga aquela feita para a viga sem reforço, mas agora com novas funções de falha, é feita para a seção reforçada. Os resultados mostram que é necessário um aumento da área da seção transversal da fibra na seção Si

da viga V2 de modo a não comprometer sua segurança. Um dimensionamento baseado em confiabilidade é então realizado.

O exemplo comprova a viabilidade do projeto baseado em confiabilidade de seções de concreto armado sem e com reforço de fibra de carbon CFC.

7 REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM) D3039/ D3039M. *Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials*. USA, 2000.

BECK, ANDRÉ. *Curso de Confiabilidade Estrutural*, apostila da USP / São Carlos, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações*. Procedimento: NBR 6120. Rio de Janeiro, Brasil, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *Projeto de Estruturas de Concreto* –Procedimento: NBR 6118. Rio de Janeiro, Brasil, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *Ações e Seguranças nas Estruturas* –Procedimento: NBR 8681. Rio de Janeiro, Brasil, 2003.

CAMPOS, S. R., *Análise da Confiabilidade de Vigas de Concreto Armado com Plástico Reforçado por Fibras*. Tese Doutorado em Engenharia Civil. Universidade Federal De Minas Gerais. Belo Horizonte, 2009.

CHEN, J.F., TENG, J.G. *Shear Capacity of FRP-Strengthened RC Beams. FRP Debonding*. *Construction and Building Materials*, Vol.17, 2003a, p.27–41.

JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. *JCSS: Probabilistic Model Code*. Disponível em: <http://www.jcss.ethz.ch>.

LOPES, M. T., VELASCO, M. S., EBOLI, C. R. *Análise de confiabilidade de estruturas aplicada ao projeto de reforço à força cortante de vigas em concreto armado com compósitos de fibras de carbono*. Tese Doutorado em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

PEREIRA, B. S., VELASCO, M. S., EINSFELD, R. A. *Estudo do reforço externo à força cortante em vigas de concreto armado utilizando compósitos de fibras de carbono.* Dissertação Mestrado em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

VASCONCELLOS, M. R., CAMPOS, A. F. Análise probabilística de estruturas de concreto armado. Teoria e Prática na Engenharia Civil, No.1, p.37-46, Nov., 2000.



ISBN: 978-65-84854-12-3

QRL



9 786584 854123