

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO MARANHÃO
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIAS
COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

CAMILA FERREIRA DOS SANTOS

**SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO
REFORÇADAS COM CHAPAS DE AÇO E FIBRA DE CARBONO**

São Luís

2018

UNIVERSIDADE FEDERAL DO MARANHÃO
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIAS
COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

CAMILA FERREIRA DOS SANTOS

SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO
REFORÇADAS COM CHAPAS DE AÇO E FIBRA DE CARBONO

Monografia apresentada como requisito para aprovação na disciplina de Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil na Universidade Federal do Maranhão.

Orientador: Prof. Dr. Paulo Cesar de Oliveira Queiroz

São Luís

2018

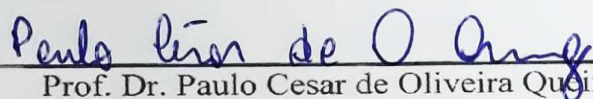
TERMO DE APROVAÇÃO

CAMILA FERREIRA DOS SANTOS

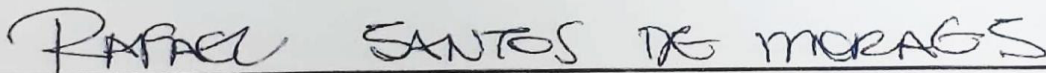
**SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO
REFORÇADAS COM CHAPAS DE AÇO E FIBRA DE CARBONO**

Monografia aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Engenheiro Civil pela Universidade Federal do Maranhão, pela seguinte banca examinadora:

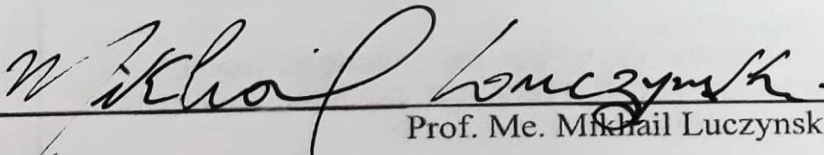
São Luís, 19 / 03 / 2018



Prof. Dr. Paulo Cesar de Oliveira Queiroz



Prof. Dr. Rafael Santos de Moraes



Prof. Me. Mikhail Luczynski

*Ao meu marido Daniel que
me incentivou sempre.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por ter me agraciado com saúde sobriedade, pelas oportunidades recebidas durante a minha vida e pela perseverança, muito necessária durante o período de realização do curso.

Ao professor Paulo Cesar de Oliveira Queiroz pela compreensão, pelos ensinamentos prestados, atenção dedicada e orientação segura.

A todos os professores desta coordenação pelos ensinamentos científicos prestados e apoio profissional.

Aos professores da Universidade do Federal do Maranhão, em especial aos do Curso de Bacharelado em Ciência e Tecnologia pelos ensinamentos de graduação.

Aos meus pais amados, Wanderley e Ivanise, e meus irmãos, Bruno e Lucas, pelo amor, carinho, amizade e por todos os momentos felizes.

Ao meu marido Daniel pelo grande incentivo, amor, ternura e apoio dados durante a fase final desse trabalho.

A todos os amigos e familiares que de alguma forma participaram da elaboração deste trabalho incentivando, apoiando e em algumas vezes até criticando.

A todos os colegas de departamento que dividiram comigo alegrias e angústias.

Às demais pessoas que fazem parte da minha vida e que de alguma maneira contribuíram para que a conclusão deste trabalho tenha sido possível.

Transmita o que aprendeu. Força, mestria. Mas fraqueza, insensatez, fracasso também. Sim, fracasso acima de tudo. O maior professor, o fracasso é.

Mestre Yoda

RESUMO

A falta de manutenção, a mudança de carregamentos, as deficiências de projeto, de execução e até mesmo dos materiais constituintes de uma peça estrutural levam à necessidade de aplicação de um reforço estrutural. Para isto existem diversos métodos de reforço, com o intuito de reabilitar a peça em questão. Este trabalho tem como objetivo elaborar uma comparação entre os métodos de reforço estrutural por adição de chapas metálicas e colagem de compósitos reforçados com fibras de carbono, identificando as vantagens e desvantagens de cada um. Embora existam modelos analíticos que permitam a avaliação estrutural deste sistema de reforço, a modelagem computacional pode proporcionar uma visão mais aprofundada do problema, permitindo ao projetista avaliar parâmetros que não podem ser obtidos por outras técnicas, sendo esse o principal enfoque deste trabalho. Neste trabalho, as modelagens numéricas abordaram os reforços estruturais de aço/CFRP com enfoque em um elemento específico de uma estrutura civil, as vigas de concreto armado. Para isso, foi utilizado o Método dos Elementos Finitos através do *software* comercial ABAQUS®. A viga a ser estudada, foi ensaiada por KRAMER (2013) e o dimensionamento do reforço com CFRP e chapa metálica da viga foi realizado por PIVATTO (2014). Foram realizadas quatro simulações diferentes do mesmo problema, duas simulações de referência, uma com o momento fletor inicial de 23496,3 kN.cm e outra com 30600 kN.cm, uma simulação com reforço de CFRC e uma simulação com reforço de chapa metálica, comparando os resultados com outros trabalhos realizados. A simulação da viga reforçada com chapa metálica, apresentou problemas com o descarregamento total, pois a chapa teve sua deformação ultrapassando o limite de escoamento. Com a aplicação do reforço de compósito de fibra de carbono, com alívio total de carga, a viga passou a suportar uma carga com a utilização de toda a capacidade resistente das armaduras de tração e de compressão, sem permitir que a armadura de tração iniciasse ruptura.

Palavras-chave: Reforço estrutural. Estrutura de concreto. Compósito de fibra de carbono.

ABSTRACT

The lack of maintenance, the change of loads, such the design flaws, the execution deficiencies and even of constituent of a structural part lead to the necessity of applying a structural reinforcement. For this type of reinforcement methods, with the intention of rehabilitating the piece in question. The objective of this work is to compare the methods of structural reinforcement by the addition of sheet metal and bonding of carbon fiber reinforced composites, identifying the advantages and disadvantages of each. Although there are analytical models that allow the structural evaluation of this reinforcement system, a computational modeling can provide further insight into the problem, allowing the designer to evaluate parameters that can't be obtained by other techniques, being the main focus of this work. In this work, the numerical modeling addressed the structural reinforcement of steel / CFRP with focus on a specific element of a civil structure, the reinforced concrete beams. For this, the Finite Element Method was used through ABAQUS® commercial software. The beam to be studied was tested by KRAMER (2013) and the stiffening of the reinforcement with CFRP and metal plate of the beam was performed by PIVATTO (2014). Four different simulations of the same problem were performed, two reference simulations, one with the initial bending moment of 23496.3 kN.cm and the other with 30600 kN.cm, a simulation with reinforcement of CFRC and a simulation with reinforcement of sheet metal, comparing the results with other works carried out. The simulation of the reinforced beam with sheet metal presented problems with the total unloading, since the plate had its deformation exceeding the yield limit. With the application of carbon fiber composite reinforcement, with full load relief, the beam was able to withstand a load with the use of all the tensile strength of the tensile and compression reinforcement, without allowing the tensile armature to initiate rupture.

Keywords: Structural reinforcement. Concrete structure. Carbon fiber composite.

LISTA DE SÍMBOLO MINÚSCULA

\bar{a}	-Altura do bloco de tensões no concreto comprimido
d	- Altura útil
d_f	- Profundidade do sistema CFC para reforço ao cisalhamento
d_{fe}	- Comprimento efetivamente aderido do sistema CFC utilizado
d_p	- Espessura da chapa
f_{cd}	- Resistência do cálculo do concreto
f_f	- Tensão limite de ruptura do sistema CFC
f_R	- Tensão resistente no reforço
f_{Ru*}	- Tensão de ruptura última do reforço, fornecida pelo fabricante do material
\bar{f}_R	- Tensão admissível do reforço
f_{fu}	- Resistência última a tração do compósito
f_{yd}	- Resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura
f_{yp}	- Tensão do aço da armadura de reforço
f_{ys}	- Tensão do aço da armadura interna
n	- Números de camadas do sistema CFC
t da viga	- Distância entre o centro de gravidade da armadura inferior até a fibra mais inferior
t_f	- Espessura de uma camada de CFC
t_{pb}	- Espessura máxima da chapa

x - Linha neutra

LISTA DE SÍMBOLO MAIÚSCULA

A'_S - Área da seção transversal da armadura superior

A_f - Área da seção transversal do sistema CFC

A_S - Área da seção transversal da armadura inferior

C_E - Coeficiente de redução da resistência do reforço

E_S - Módulo de elasticidade do concreto

E_a - Módulo de elasticidade

E_f - Módulo de elasticidade, em libras por polegadas (psi).

E_R - Módulo de elasticidade do reforço

F'_S - Força resultante na armadura comprimida

F_S - Força resultante na armadura tracionada

F_c - Força Resultante da seção comprimida de Concreto

G_a - Módulo de cisalhamento

I - Momento de inércia

K_s - Rigidez de cisalhamento da resina;

K_n - Força normal na resina

LN - Linha neutra

M_{Rd}	- Momento fletor resistente
M_{Sd}	- Momento solicitante
s_f	- Espaçamento entre as lâminas de CFC
w_f	- Largura da lâmina de CFC
w_s	- Carregamento linear na viga

LISTA DE LETRAS GREGAS

β	- Ângulo, em graus, da inclinação do CFC relativamente ao eixo longitudinal da peça.
ϵ_{bi}	- Deformação preexistente na viga
ϵ_c	- Deformação máxima da região comprimida;
ϵ_{fu}	- Deformação última da fibra de carbono
ϵ_R	- Deformação do reforço
ϵ'_R	- Deformação do material de reforço
ϵ_{Ru}	- Deformação máxima do reforço, corrigida.
ϵ_{Ru*}	- Deformação última fornecida pelo fabricante do material
ϵ_{yd}	- Deformação de escoamento do aço
Γ_N	- Energia de fratura o Modo I
Γ_S	- Energia de fratura o Modo II
σ_n^0	- Tensões máximas de pico na direção normal

- τ_s^0 - Tensões máximas de pico na direção normal
- γ_s - Fator de minoração da resistência do aço interno
- γ_s - Coeficiente de minoração da resistência do aço;
- γ_c - Coeficiente de ponderação da resistência do concreto
- Φ - Fator de redução
- ρ - Coeficiente de minoração da resistência do concreto
- ζ - Fator de correção do diagrama parábola-retângulo de tensão do concreto comprimido
- Ψ - Coeficiente de minoração do f_{ck}

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Colapso da ponte Tacoma Narrows.....	18
Figura 2- Armadura de complementação.	20
Figura 3 – Hipóteses para reconversão de estruturas com desempenho insatisfatório.....	23
Figura 4 - Estrutura sem e com alívio de cargas.	24
Figura 5 – Reforço de laje com chapas metálicas com adesivo e parabolts.	26
Figura 6 – Processo de aplicação de manta flexível de CRFC.....	28
Figura 7 – Tipos de ruptura em vigas de concreto armado.	33
Figura 8 – Esquema de cálculo utilizado para o dimensionamento.	35
Figura 9 – Esquema de cálculo utilizado para o dimensionamento.	38
Figura 10 – Formas de ancoragem do reforço com chapa metálica.....	41
Figura 11 - Estado de deformação e de tensão de uma viga reforçada segundo o método de Bresson.....	42
Figura 12 - Estado de deformação e de tensão de uma viga reforçada.	42
Figura 13 - Estado de tensão de uma viga reforçada.....	44
Figura 14 - Configurações Possíveis Ao Cisalhamento.	47
Figura 15 - Largura e espaçamento do CFC colado em uma viga.	48
Figura 16 - Comprimento d_f	49
Figura 17 – Armadura imersa na viga.....	58
Figura 18 – Características da viga.	59
Figura 19 – Aderência entre armadura e concreto	60
Figura 20- Malha da peça de concreto.....	60
Figura 21 – Adesão entre concreto e cola.	61
Figura 22 - Adesão entre concreto e cola.	62
Figura 23 - Diagrama de tensão da viga sem reformo com solicitação inicial de 23496,3 kN.cm.	63

Figura 24 - Diagrama de tensão principal da viga sem reformo com solicitação inicial de 23496,3 kN.cm.	63
Figura 25 - Diagrama de tensão da viga sem reformo com solicitação de 30600 kN.cm.	64
Figura 26 - Diagrama de tensão principal da viga sem reformo com solicitação de 30600 kN.cm.	64
Figura 27 - Detalhe longitudinal da viga de kramer (2013) com reforço por CFC, com alívio de cargas. Medidas em cm.	66
Figura 28 - Seção AA' e BB' da viga de kramer (2013) reforçada com crfc, com descarregamento. ...	66
Figura 29 - Região de apoio na extremidade da viga.	67
Figura 30 – Número de incrementos e tempo utilizados para reduzi o tempo de análise.	67
Figura 31 - Diagrama de tensão da viga com reformo de CFRP com solicitação de 30600 kN.cm. ...	68
Figura 32 - Diagrama de tensão principal da viga com reformo de CFRP com solicitação de 30600 kN.cm.	68
Figura 33 - Detalhe longitudinal da viga de Kramer (2013) com reforço por adição de chapas metálicas, sem descarregamento. Medidas em cm.	69
Figura 34 - Seções EE' e FF' da viga de Kramer (2013) com reforço com chapas metálicas, sem descarregamento.	70
Figura 35 - Diagrama de tensão da viga com reformo de chapa metálica com solicitação de 30600 kN.cm.	71
Figura 36 - Diagrama de tensão principal da viga com reformo de chapa metálica com solicitação de 30600 kN.cm.	71
Figura 37 – Descolamento da chapa metálica do concreto	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fator de redução da tensão de ruptura do material.	37
Tabela 2 – Resultados obtidos no estudo analisado por Kramer (2013).	55
Tabela 3 - Propriedades Mecânicas do adesivo LETOXIT.....	61
Tabela 4 - Características físicas da fibra de carbono CF - 130 Mbrace.....	65

SUMÁRIO

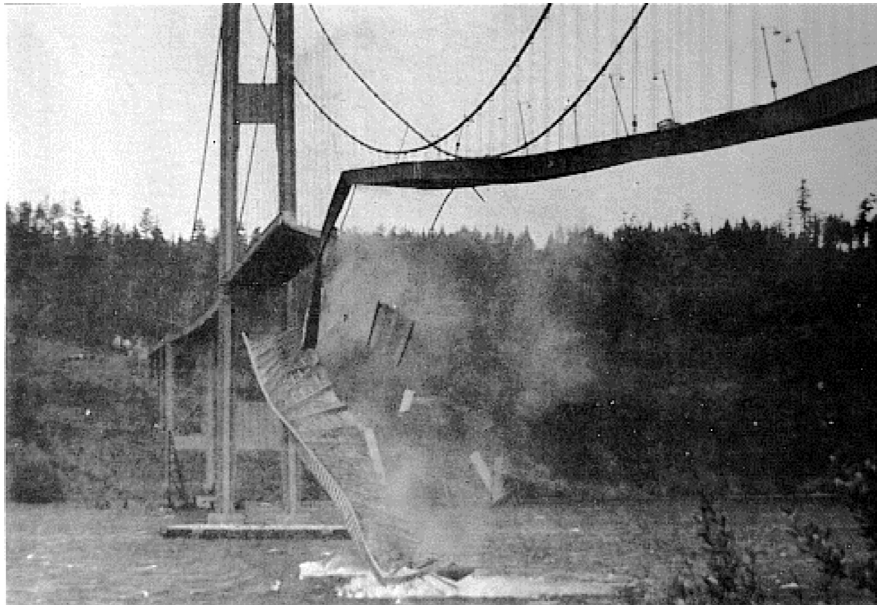
1. INTRODUÇÃO	18
1.1 OBJETIVO.....	21
1.1.1 OBJETIVO GERAL	21
1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	21
1.2 METODOLOGIA	22
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	23
2.1 UTILIZAÇÃO DE REFORÇOS ESTRUTURAIS.....	23
2.2 PROCESSO EXECUTIVO DE ESTRUTURAS REFORÇADAS COM CHAPA DE AÇO 25	
2.3 PROCESSO EXECUTIVO DE ESTRUTURAS REFORÇADAS COM CRFC	26
2.3.1 COMPORTAMENTO EM RELAÇÃO AO FOGO	28
2.4 PRESCRIÇÃO DA NORMA.....	29
2.5 JUNTAS ADESIVAS	30
2.6 DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO.....	31
2.6.1 REFORÇO À FLEXÃO	34
2.6.1.1 REFORÇO À FLEXÃO COM COMPÓSITO DE FIBRA DE CARBONO (CFC).....	34
2.6.1.2 REFORÇO À FLEXÃO COM CHAPAS COLADAS	40
2.6.2 REFORÇO AO ESFORÇO CORTANTE	46
3. ESTUDOS REALIZADOS.....	51
3.1 DIMENSIONAMENTO DE KRAMER (2013) PARA O REFORÇO COM PROTENSÃO EXTERNA.....	55

3.2 DIMENSIONAMENTO DE PIVATTO (2014) PARA O REFORÇO À FLEXÃO COM CHAPA METÁLICA E COMPÓSITO DE FIBRA DE CARBON	57
4. SIMULAÇÃO DO REFORÇO	58
5. RESULTADOS E DISCURSÃO	63
5.1 VIGA SEM REFORÇO	63
5.2 REFORÇO COM CFRP	65
5.3 REFORÇO COM CHAPA METÁLICA	69
6. CONCLUSÃO	73
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	74

1. INTRODUÇÃO

Em 1856, Robert Stevenson, presidente do Instituto Britânico de Engenharia, recomendava que os acidentes ocorridos deviam ser estudados, analisados e divulgados, pois nada seria tão útil e instrutivo para os profissionais da Engenharia como o conhecimento deles e as técnicas empregados em sua reparação (CÁNOVAS, 1988). Apesar disso, somente após o colapso de grandes estruturas que ocorreram em todo o mundo, percebeu-se com mais intensidade o surgimento de empresas especializadas em diagnosticar as causas da degradação e as formas de reabilitar estruturas de concreto. Entretanto, ainda existe uma grande carência de conhecimento a respeito de como se comportam as estruturas reabilitadas.

Figura 1- Colapso da ponte Tacoma Narrows.



Fonte – Estruturando Civil, 2018.

Embora há milênios os homens vem desenvolvendo técnicas construtivas, englobando a concepção, a análise, o cálculo, o detalhamento das estruturas e a tecnologia dos materiais, ainda há sérias limitações nesta área de conhecimento, as quais, aliadas a falhas involuntárias, imperícias, deterioração, irresponsabilidade e acidentes, levam algumas estruturas a apresentarem desempenho insatisfatório.

Mesmo as estruturas bem projetadas e construídas, e corretamente utilizadas, desenvolvem sintomas patológicos. Além disto, muitos são os casos de estruturas que necessitam ter sua capacidade portante aumentada. Nesses casos que implicam trabalhos de recuperação ou reforço estrutural, o conhecimento dos procedimentos e das técnicas a serem

adotados é de fundamental importância para que a estrutura tenha realmente a sua capacidade portante original restaurada (recuperação) ou ampliada (reforço) (SOUZA; RIPPER, 1998).

Segundo Souza & Ripper (1998), para a realização de um projeto de reforço deve-se levar em conta uma série de fatores, entre os quais a concepção original da estrutura, sua história, os defeitos ou as novas exigências e a disponibilidade de mão-de-obra e de materiais, mas, antes de tudo, ele dependerá da formação técnica e da criatividade do projetista, em escolher o método mais adequado, devendo, portanto, ser confiado apenas a profissionais especializados em trabalhos desta natureza.

Todas as falhas e manifestações patológicas devem ser definidas e corrigidas e suas causas identificadas, antes de qualquer operação. Para o caso mais comum, corrosão das armaduras, primeiramente deve-se recuperar e passivar as barras de aço (formação de camada de óxido que evita o processo de corrosão), bem como substituir o concreto deteriorado. As fissuras com largura maior que 0,25 mm devem ser recuperadas por meio de injeção com resina epóxi e as menores que 0,25 mm, em locais de agressividade do meio, devem receber tratamento com seladores como prevenção contra contaminações (MACHADO, 2002).

Posteriormente aos processos de recuperação do elemento estrutural citados acima, deve-se fazer a preparação da superfície que irá receber o reforço. Entre os principais métodos de reforço estrutural estão:

- I. Armaduras de complementação ou de reforço (Figura 2);
- II. Adição de chapas e perfis metálicos, opção mais eficiente e de rápida execução, recomendadas em situações que exige emergência e não permitam grandes alterações na geometria da peça;
- III. Utilização de compósito reforçado com fibra de carbono (CRFC), bastante utilizada para melhorar o desempenho dos pilares de pontes e viadutos;
- IV. Protensão exterior, apresentado bons resultados na inibição de deformações e redistribuição de cargas.

Figura 2- Armadura de complementação.



Fonte – TECHNIQUES, Soluções em engenharia, 2017.

Os reforços mecânicos que exijam o aumento de dimensões nas peças ou intervenções prolongadas podem muitas vezes não serem práticos. O ambiente construído e ocupado muitas vezes não permite estas intervenções, abrindo espaço para outros tipos menos impactantes, tanto visualmente como funcionalmente, podendo-se destacar os reforços colados de chapas de aço e fibra de carbono.

O reforço utilizando-se barras de aço com aderência externa e/ou chapas de aço coladas com resina epóxi vem sendo muito utilizado e há um razoável conhecimento de seu comportamento e métodos de dimensionamento (SOUTO FILHO, 2002).

O sistema, que utilizam fibras de carbono como componente resistente, é colado nas faces dos elementos estruturais com resinas especialmente desenvolvidas que permitem a transferência dos esforços da massa de concreto para o sistema composto, mobilizando-se as tensões tangenciais desenvolvidas quando da atuação dos esforços solicitantes. A escolha de uso de compósitos de polímeros armados com fibras no lugar de chapas de aço, ou outro reforço tradicional, depende da sua viabilidade econômica.

Diversas normas, manuais, códigos e livros abordam o assunto de reforço estrutural. Foram desenvolvidos diversos modelos analíticos para os estudos de vigas reforçadas, como por exemplo, os métodos citados em Souza & Ripper (1998) (métodos de Bresson, Canóvas, Van Gemert, Ziraba e Hussein, Campagnolo, Silveira e Souza) para os reforços com chapa de aço e o método da norma americana ACI 440.2R (2008) e os boletins técnicos da FIB (2001) para os reforços com fibra de carbono, detalhados em Perelles (2013). Entretanto, estes modelos

analíticos não representam o comportamento tridimensional da peça, contando apenas com expressões para o cálculo da sua capacidade resistente.

Haja vista a importância do assunto dentro da engenharia moderna e a necessidade de um conhecimento e desenvolvimento maior do assunto, além da escassez de trabalhos e a ausência de norma brasileira nesta área, logo este trabalho está baseado na análise computacional de vigas de concreto reforçadas com chapas de aço e com compósitos de fibra de carbono.

A modelagem computacional pode fornecer diversas informações que os métodos analíticos não são práticos. Haja vista a importância do assunto dentro da engenharia, este trabalho está baseado na análise computacional de vigas de concreto reforçadas com chapas de aço e com compósitos de fibra de carbono. Para tanto, foi utilizado o *software* comercial de elementos finitos ABAQUS®, da empresa Dassault Systèmes.

1.1 OBJETIVO

1.1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo deste trabalho foi estudar o dimensionamento à flexão de dois diferentes métodos de reforço estrutural (a colagem de chapas metálicas e a utilização de compósitos de fibras de carbono) para vigas biapoiadas de concreto armado. Este estudo foi baseado na modelagem computacional. Apesar de existirem inúmeros modelos analíticos para a análise do problema, eles não proporcionam uma visão global do elemento estrutural, tema que pode ser mais bem abordado através da modelagem numérica.

1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos principais do trabalho presente são:

- Fazer uma ampla revisão bibliográfica sobre as técnicas usadas para reforçar vigas em relação ao momento fletor e à força cortante;

- Determinar a capacidade limite de carga do concreto armado e o ganho obtido com o reforço;
- Comparar deformação e fissuração, com a peça com e sem reforço;
- Comparar os resultados com ensaios experimentais obtidos em literaturas.

1.2 METODOLOGIA

Primeiramente serão apresentados os fundamentos teóricos necessários para os desenvolvimentos seguintes, com especial atenção para os modelos constitutivos dos materiais e a caracterização da região coesiva (cola de união entre o compósito e o concreto). Uma visão geral da técnica de execução dos reforços de aço e de fibra de carbono também é apresentada.

Busca-se, antes de modelar numericamente o problema final, avaliar individualmente cada assunto, visando garantir a validade dos modelos utilizados, sendo que estas análises foram realizadas através do *software* comercial ABAQUS®, versão V13.

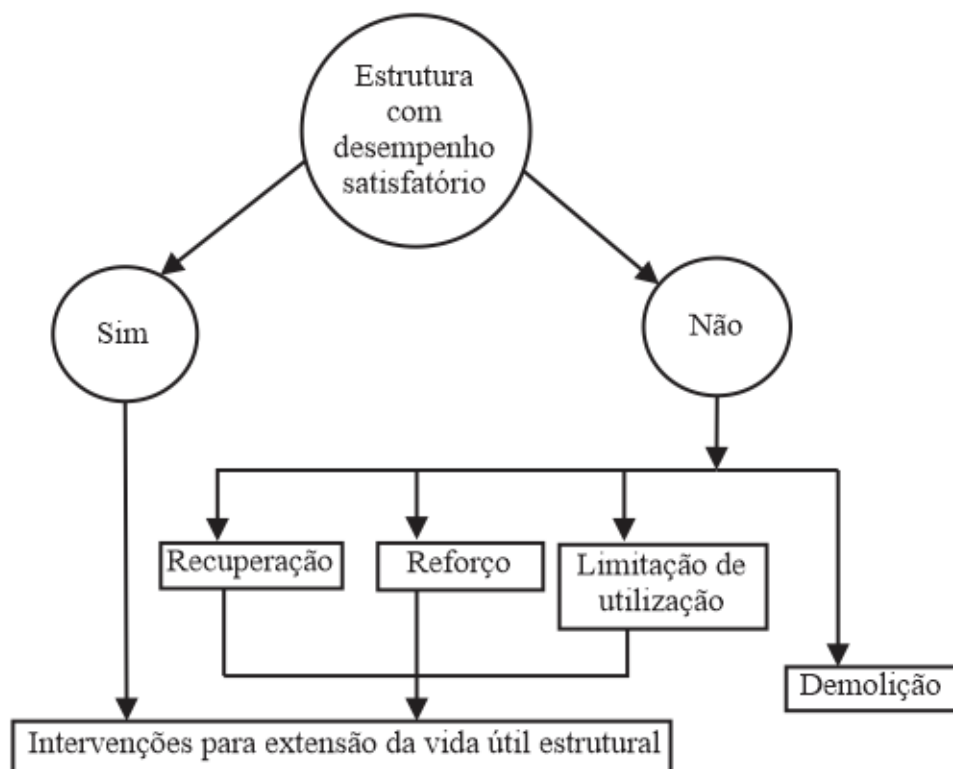
São verificados primeiramente os resultados obtidos com o modelo constitutivo para o concreto, avaliando problemas simples, tendo-se conhecimento então das suas vantagens e limitações. Uma vez analisados os problemas intermediários, realiza-se a modelagem do problema proposto, ou seja, a avaliação de uma viga de concreto armado reforçada com chapa aço e compósito reforçado com fibra de carbono, comparando-se os resultados obtidos com os disponíveis na literatura.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 UTILIZAÇÃO DE REFORÇOS ESTRUTURAIS

Conforme Souza & Ripper (1998), a manutenção estrutural é o conjunto de atividades necessárias à garantia do seu desempenho satisfatório ao longo do tempo, ou seja, o conjunto de rotinas que tenham por finalidade o prolongamento da vida útil, a um custo compensador. Os responsáveis pela estrutura deverão estar habilitados a tomar a melhor decisão sobre como proceder, adotando a opção mais conveniente, tanto tecnicamente como economicamente, conforme esquema apresentado na Figura 3.

Figura 3– Hipóteses para reconversão de estruturas com desempenho insatisfatório.



Fonte – Adaptado de Souza & Ripper, 1998.

De acordo com Lima (2009) a forma utilizada para reforço estrutural deve ser facilmente distinguível da estrutura original. Isso porque facilita o processo de manutenção e inspeção, evitando a adulteração de materiais antigos e impedindo a reversibilidade do

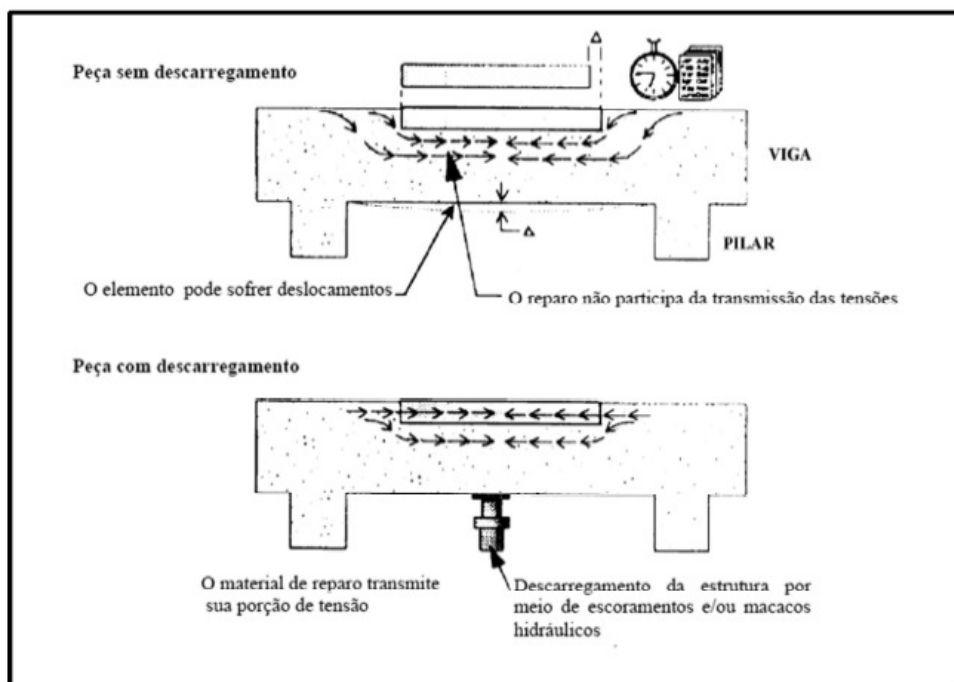
processo. No entanto, segundo Reis (2001) em qualquer método de reforço externo é importante que o comportamento do sistema seja como uma nova e única peça.

O dimensionamento do reforço de uma estrutura, se diferencia do cálculo de uma estrutura nova, pois há a necessidade de análise do comportamento da estrutura antiga ao longo do tempo, estudo de sua deformação e chance de colapso. Soma-se a isto, o fato de não existir nenhum software capaz de calcular um reforço estrutural, diferentemente do cálculo de estruturas novas (NAKAMURA, 2009).

Segundo Machado (2002), no caso de reabilitação estrutural deve-se, sobretudo, definir as condições de utilização e destinação da edificação, bem como se deve definir os carregamentos limites. Isto evitará que ocorra uma solicitação indevida e que se excedam as tensões e as deformações admissíveis.

É importante destacar também o procedimento de descarregamento do elemento estrutural antes de ser reforçado. Conforme Reis (1998), a estrutura pode ser escorada ou até mesmo erguida por meio de macacos hidráulicos com o objetivo de reduzir as flechas existentes e neutralizar parte das solicitações, conforme a Figura 4. Segundo a autora (REIS, 1998), “este processo garante que o reforço contribua efetivamente na resistência e controle de deformações causadas pelas ações permanentes”.

Figura 4 - Estrutura sem e com alívio de cargas.



Fonte – Reis, 1998.

Para o processo de reforço estrutural, o planejamento é fundamental. Logo, é importante atribuir à inspeção, o estabelecimento de recursos a serem utilizados, a determinação de retirada de amostras ou a execução de ensaios na peça e a necessidade de intervenção imediata (NAKAMURA, 2009).

2.2 PROCESSO EXECUTIVO DE ESTRUTURAS REFORÇADAS COM CHAPA DE AÇO

Para os casos de reforço com chapas metálicas e com polímeros reforçados com fibras, deve-se executar o apicoamento da superfície, retirando a camada de nata de cimento, fazendo com que a superfície apresente irregularidades. No caso das chapas metálicas, segundo Ferrari e Padaratz (2004) estas irregularidades são pertinentes, pois melhoram a aderência entre a peça original e o componente de reforço estrutural.

Além disso, outra etapa da preparação é a limpeza apropriada da superfície de concreto que irá receber as chapas. Este processo auxilia na aderência entre os materiais, e na garantia de transferência de cargas da estrutura antiga para o reforço por meio da resina epóxi (SOUTO FILHO, 2002). Entretanto, segundo Appleton e Gomes (1997) quando há rugosidade em excesso existe a necessidade de aplicação de uma camada de resina epóxi de maior espessura. Isto não é adequado considerando que quanto maior a espessura de cola aplicada, menor a resistência à tração (SOUZA; RIPPER, 1998).

Posteriormente a este processo, aplica-se homogeneamente o adesivo epóxi no concreto e na chapa. A espessura da cola é uma divergência entre os autores: Souto Filho (2002) diz que a espessura máxima é de 1,5 mm, já Appleton e Gomes (1997) afirmam que a máxima possível é de 2 mm. Posteriormente à aplicação da cola, deve-se impor pressão leve na chapa durante o tempo especificado pelo fabricante do adesivo, até o início da cura e aderência inicial (mínimo de 24 horas), para assegurar a ligação entre os componentes (SOUTO FILHO, 2002). Branco (2012) afirma ser suficiente cerca de sete dias para a total desmontagem do sistema de pressão.

É de extrema importante aplicar proteção contra o fogo e contra a corrosão após a concepção do reforço, uma vez que a chapa metálica não é resistente à corrosão e o adesivo epóxi deteriora-se em temperaturas maiores que 60 °C (BRANCO, 2012).

A proteção para a chapa colada contra os efeitos da alta temperatura pode ser feita por meio de argamassa projetada (menor custo e maior velocidade de execução), manta de fibra cerâmica ou painéis de lã de rocha (aplicação limpa em edificações em funcionamento), tintas intumescentes, placas rígidas e argamassa a base de vermiculita (BRANCO, 2012).

A figura 5 abaixo mostra o reforço estrutural de laje e pilares em betão armado por aplicação de chapas metálicas em piscinas no Hotel Clareon situado em Lisboa, Portugal. Souza & Ripper (1998) destacam que para que exista o sucesso no desempenho do reforço com chapas metálicas, a qualidade da resina utilizada, a preparação da superfície concreto/aço (para aderência da cola) e a forma de execução são os critérios limitantes.

Figura 5 – Reforço de laje com chapas metálicas com adesivo e parabol.



Fonte – H Tecnic, 2007.

2.3 PROCESSO EXECUTIVO DE ESTRUTURAS REFORÇADAS COM CRFC

O reforço com polímeros é caracterizado por apresentar um bom desempenho. Entretanto, necessita de mão-de-obra qualificada para a sua execução, uma vez que qualquer desperdício pode acarretar em grandes despesas, devido ao elevado custo de fabricação do material. O processo de execução a seguir se refere à polímeros curados *in situ* (onde todo o

sistema é moldado no local a reforçar), uma vez que a aplicação de laminados é muito simples, bastando apenas a colagem do compósito no substrato (PERELLES, 2013).

Segundo Perelles (2013), para garantir o bom desempenho do reforço estrutural, é fundamental que a superfície da peça a ser reforçada seja preparada adequadamente (conforme citado na descrição da execução de reforço com chapas metálicas, no Capítulo 2.2), isto porque resíduos e poeira podem impedir que a resina epoxí seja aderente entre o compósito e o substrato.

Diferentemente da técnica de colagem de chapas metálicas, na preparação da superfície para colagem com polímeros reforçados com fibras, a superfície depois do apicoamento deve ser a mais regular possível (FERRARI; PADARATZ, 2004). Esta regularização pode ser obtida pela aplicação de argamassa niveladora (MACHADO, 2002).

Ferrari et al. (2002), perceberam que a preparação da superfície, para esta técnica, fazendo o apicoamento por meio de uma lixa acoplada à uma esmerilhadeira, com movimentos circulares, gera uma superfície regular, com exposição parcial dos agregados. Este tratamento originou, segundo os autores, acréscimos consideráveis nas cargas de ruptura à flexão.

Posteriormente ao apicoamento, para o caso de reforço à flexão, Machado (2002) afirma que o método de colagem é o de condição crítica, com as seguintes recomendações: deve-se efetuar a limpeza do substrato a ser reforçado por meio de jatos de água ou areia e utilização de abrasivos, expondo qualquer imperfeição e recobrando-a corretamente; no caso de aplicação de CRFC em mais de uma das superfícies laterais da peça estrutural, deve-se arredondar as quinas desta peça, evitando regiões de vazios entre o concreto e o reforço e reprimindo a concentração de tensões; a superfície a receber o reforço com fibras deve estar seca, já que a água dificulta a ação das resinas de colagem.

Posteriormente a isso, deve-se fazer a aplicação do imprimador primário (primer) garantindo aderência entre o componente novo e o antigo. Após, aplica-se a camada regularizadora de superfície, evitando a instalação do CRFC em ondulações. Posteriormente, faz-se o corte da lâmina de fibra de carbono e a imprimação com resina de saturação, podendo a imprimação ser da lâmina de fibra de carbono ou da superfície de concreto a receber a lâmina (sendo a primeira mais econômica). A colocação da lâmina de fibra de carbono deve ocorrer logo após a imprimação, uma vez que o tempo para aplicação da resina é de aproximadamente 30 minutos (MACHADO, 2011).

Posteriormente a isto, faz-se o procedimento que evita a formação de bolhas de ar aprisionadas entre o reforço e a peça original, por meio da passagem de roletes de aço denteados sobre a camada da lâmina. Finalmente, após 30 minutos da imprimação, deve-se aplicar novamente a resina saturante, garantindo a imersão da lâmina de fibra de carbono. Para o caso de mais de uma camada de CFC, deve-se repetir estes processos. E, no caso de emendas, o transpasse deve ser no mínimo de 10 cm (MACHADO, 2002). As camadas de produtos a serem aplicados na peça a reforçar, no caso de laminados de compósitos de fibra de carbono curados in situ, podem ser vistos na Figura 6.

Figura 6 – Processo de aplicação de manta flexível de CRFC.



Fonte – Souza e Ripper, 1998.

2.3.1 COMPORTAMENTO EM RELAÇÃO AO FOGO

Essa verificação é essencial no reforço com compósito de fibra de carbono, uma vez que o reforço é feito externamente à estrutura, ficando assim exposto ao fogo. Deve ser levado em conta o fato da cola ser combustível, e com isso gerar fumaça, e a capacidade da estrutura reforçada resistir ao fogo.

Em relação ao dimensionamento em situação de incêndio, a estrutura deve ser verificada sem levar em consideração o reforço com a fibra de carbono (ou até mesmo qualquer outro tipo de reforço que usa cola como instrumento de ligação). Na realidade, as estruturas, quando dimensionadas corretamente, geralmente ultrapassam com sobra os critérios de segurança em situação de incêndio. Com isso, a estrutura funcionaria com o reforço em condições normais e quando em situação de incêndio resistiria sem a contribuição do reforço. Uma alternativa, a favor da segurança, é a de proteger o reforço o máximo possível para que ele não se entre em combustão.

2.4 PRESCRIÇÃO DA NORMA

A ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014) - Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento trata do cálculo de vigas ao momento fletor e à força cortante nos seus itens: 14.6 (Estruturas de elementos lineares), 17.2 (Elementos lineares sujeitos a solicitações normais – Estado limite último) e 17.4 (Elementos lineares sujeitos à força cortante – Estado limite último). Nestes itens são estabelecidos critérios para a determinação dos esforços resistentes das seções de vigas. Essas análises são feitas admitindo-se as seguintes hipóteses:

- Manutenção da seção plana após deformação;
- Representação dos elementos pelos seus eixos longitudinais;
- Comprimento limitado pelos centros dos apoios ou pelo cruzamento com o eixo de outro elemento estrutural.

Dentre outras normas da ABNT que também foram consultadas para se realizar as análises propostas neste projeto de pesquisa, pode-se citar a ABNT NBR 7480 - Aço Destinado a Armaduras de Estruturas de Concreto Armado – Especificação. Esta norma é de grande importância para o embasamento teórico deste trabalho, pois a caracterização do aço utilizado como armadura auxilia nos cálculos da capacidade portante teórica das peças estudadas, de maneira que esta esteja mais próxima da capacidade obtida com o ensaio experimental.

Consulta a ABNT NBR 9062 - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré Moldado também é interessante, pois auxilia na escolha da técnica mais adequada para reforçar a viga ao momento fletor por encamisamento, uma vez que nesta norma são abordadas técnicas e teorias relativas às ligações de concreto moldados em idades diferentes, ou de materiais distintos buscando uma monoliticidade na peça estrutural.

Conhecimentos obtidos em disciplinas da graduação tais como em Resistência dos Materiais, Análise Estrutural e Sistemas Estruturais, também foram utilizados, estando estes conhecimentos implícitos às análises dos esforços suportados pelas peças ensaiadas.

2.5 JUNTAS ADESIVAS

Através da realização de ensaios experimentais, diversos pesquisadores observaram o comportamento de vigas reforçadas com CFRP e chapas metálicas, notando-se que devido à alta resistência da fibra de carbono, um dos principais tipos de falha que ocorre é devido à delaminação na junta entre o concreto e o compósito. Com isso, a consideração da região de interface para caracterizar o comportamento do sistema como um todo é de fundamental importância.

Algumas das vantagens da utilização de adesivos são evidenciadas em Ribeiro (2007), sendo elas:

- Capacidade de unir materiais quimicamente dissimilares, como metais, plásticos, borrachas, compósitos fibrosos, madeiras, etc.;
- Capacidade de unir, de forma efetiva, aderentes de pequena espessura;
- Adequada distribuição de tensões na junta, permitindo eficiente resistência à fadiga mecânica;
- Flexibilidade em projetos de componentes estruturais, permitindo novos conceitos e materiais a serem empregados;
- Maior resistência à corrosão dos componentes aderidos, uma vez que eliminam a presença de fixadores metálicos na junta.

Como todo sistema utilizado na engenharia, os adesivos apresentam defeitos que muitas vezes limitam a sua utilização, sendo destacados por Ribeiro (2007) os seguintes:

- Em sistemas onde é requerida longa vida útil em ambiente hostil (presença de contaminantes e umidade), o fator envelhecimento da junta torna-se preponderante, frequentemente necessitando-se da aplicação de processos de tratamento superficiais sobre os substratos;

- Os adesivos possuem menor capacidade de suportar as condições de serviços onde a temperatura seja elevada em relação aos métodos tradicionais, como soldagem ou aparafusamento;
- Possuem menor capacidade mecânica em situações de tração e cisalhamento que os sistemas tradicionais, a menos que a área de contato da junta seja grande e a camada adesiva seja mantida em compressão.

2.6 DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO

No caso das vigas, pode-se ter reforços/reparos destinados a solucionar tantos problemas causados por esforços devido ao momento fletor quanto por esforços devido a força cortante. O tratamento de cada um desses casos é diferente. No caso de ação do momento fletor, a falha pode ter sido produzida pela existência de uma taxa de armadura de tração insuficiente, provocando fissuras na região central da viga e podendo levar a peça à ruína; pela baixa resistência à compressão do concreto, devido à má qualidade do material, ou por insuficiência de armadura na zona comprimida. No caso de deficiência quanto ao esforço cortante, as falhas podem ocorrer devido à falta ou má colocação da armadura transversal e também por resistência insuficiente do concreto, na Figura 7 abaixo é possível visualizar alguns tipos de ruptura em viga (REIS, 1998).

O escoamento da armadura tracionada ocorre quando a viga tem quantidade de armadura insuficiente, ou seja, a taxa de armadura longitudinal é pequena, fazendo com que o processo de ruína se inicie na seção de momento máximo. Nesse caso, o limite de deformação do aço é atingido antes do concreto na zona comprimida romper por esmagamento. Dessa forma, presenciam-se fissuras com grandes aberturas e flechas com valores excessivos, indicando uma ruína dúctil. Como consequência do aumento de deformação do aço, ocorre uma diminuição na altura da linha neutra, podendo ocasionar, inclusive, a ruptura do concreto na região comprimida, conforme ilustra a Figura 7a.

Quando a viga tem elevada taxa de armadura longitudinal, a ruptura ocorre de maneira frágil devido ao esmagamento do concreto comprimido (ver Figura 7b). Este caso ocorre principalmente em vigas de concreto de alta resistência e deve ser evitado por causa do perigo

que oferece, já que não existe um aviso prévio de que a estrutura está atingindo o estado limite último.

A ruína por tração diagonal, ilustrada na Figura 7c, é causada por deficiência na quantidade de armadura transversal destinada a absorver as tensões de tração diagonal devidas ao cisalhamento, provocando o fendilhamento da peça. É possível ocorrer, inclusive, a ruptura da armadura transversal.

Dependendo da largura da viga, é possível atingir a resistência última da peça pelo esmagamento prematuro das bielas comprimidas (Figura 7d). Nesse caso, a armadura transversal entra em escoamento sofrendo grandes deformações e fazendo com que a tensão correspondente seja praticamente constante. Dessa forma, os acréscimos de esforços passam a ser absorvidos pelas bielas comprimidas, conduzindo ao esmagamento do concreto.

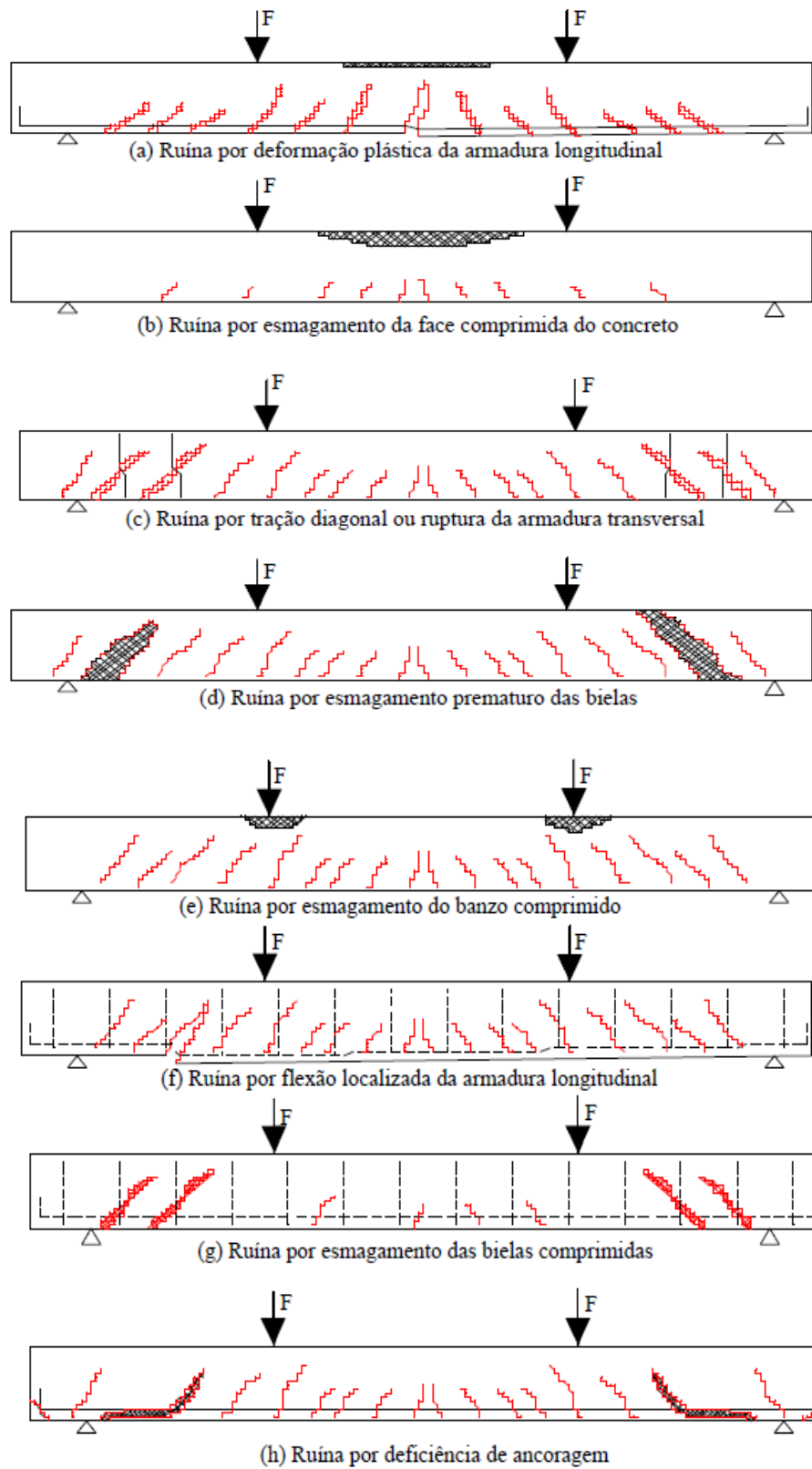
O terceiro tipo de ruína ocorre como consequência da redução na altura do banzo comprimido devido à fissuração gerada pela deformação excessiva da armadura transversal (Figura 7e).

A flexão localizada da armadura longitudinal ocorre devido ao fato das bielas comprimidas estarem “apoiadas” também nas barras dessa armadura. Sendo assim, o alongamento excessivo da armadura transversal reduz sua participação como apoio, podendo provocar esse tipo de ruína (Figura 7f).

O esmagamento de bielas comprimidas é característico de peças superarmadas transversalmente ou quando a armadura transversal é suficiente, porém a largura da viga é pequena para resistir aos esforços de compressão gerados pela força cortante. Ocorre de maneira frágil (sem aviso) pois o esmagamento do concreto das bielas se dá antes da armadura transversal atingir o escoamento (Figura 7g).

A deficiência de ancoragem é um tipo de ruína brusca que ocorre devido ao deslizamento da armadura de flexão da viga na região do apoio, indicando que o comprimento das barras de aço não foi suficiente para resistir às forças de tração existentes no local (Figura 7h).

Figura 7 – Tipos de ruptura em vigas de concreto armado.



Fonte – Reis, 1998.

É importante ressaltar que o reforço através da adição de novas armaduras tracionadas (barras de aço ou chapas de aço), pode acarretar um deslocamento da linha neutra e aumento da região comprimida do concreto, influenciando no comportamento elástico da peça e no seu estado tensional. Outro fator que altera o comportamento da peça reabilitada é a quantidade de carga aplicada na viga durante a execução do reforço.

2.6.1 REFORÇO À FLEXÃO

2.6.1.1 REFORÇO À FLEXÃO COM COMPÓSITO DE FIBRA DE CARBONO (CFC)

Segundo Machado (2002), algumas considerações devem ser tomadas no dimensionamento, como:

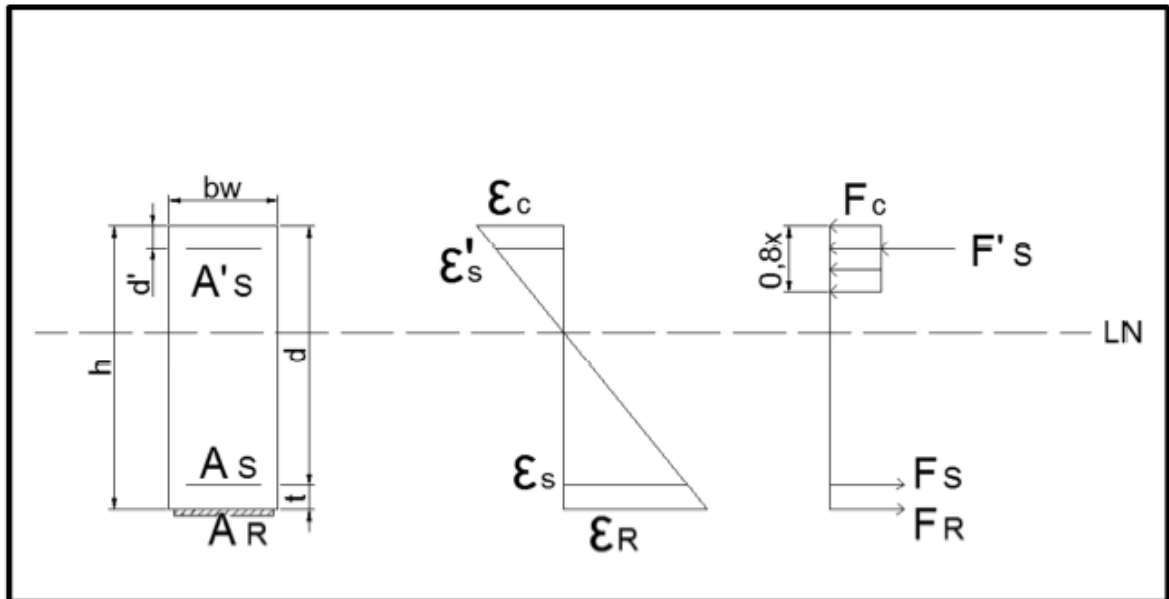
- Seguir os critérios de Bernoulli, onde as seções planas permanecem planas após a incidência de esforços e sua deformação é proporcional a sua distância à linha neutra;
- Os cálculos devem ser feitos de acordo com as dimensões, propriedades dos materiais e taxa de armadura da peça em questão, a ser reforçada;
- O concreto é dito como não resistente à tração;
- Deformação linear até ruptura no compósito, seguindo a lei de Hooke para deformações;
- O concreto pode deformar até 0,0035 cm/cm (NBR 6118, 2014) ou 0,0030 cm/cm (ACI 440.2R, 2008);
- Considera-se aderência ótima entre o reforço e a peça original.

O procedimento para dimensionamento é iterativo, seguindo as etapas (MACHADO, 2002):

- Arbitra-se uma profundidade até a linha neutra (x), de acordo com o modo de ruptura desejado;
- Calculam-se as deformações dos materiais, admitindo linearidade de sua variação;
- Calculam-se as tensões de acordo com as deformações;
- A partir das tensões, encontram-se as forças atuantes e, por equilíbrio, encontra-se o momento fletor resistente da viga;

- Se o momento fletor resistente for igual ou maior que o solicitante, o processo está completo. Mas se o momento for menor, arbitra-se outro valor para a posição da LN e inicia-se o processo novamente;
- Com o valor do momento fletor resistente, obtém-se o valor da força do reforço e, por consequência, a área de reforço.

Figura 8 – Esquema de cálculo utilizado para o dimensionamento.



Fonte – Machado, 2002.

A partir do modo de ruptura determinado, as deformações de cada material componente da viga são calculadas por linearidade de sua variação (Figura 8). Para o cálculo de F_c é necessário considerar alguns coeficientes de majoração e de redução: γ_c , ϱ , ζ e Ψ (MACHADO, 2002), onde:

$$F_c = \varrho \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \Psi \cdot \zeta \cdot X \cdot b_w \quad (2.1)$$

Onde:

γ_c – Coeficiente de ponderação da resistência do concreto, que de acordo com a NBR 6118 (2014), pode ser considerado como 1,4 para combinações normais, no Estado Limite Último (ELU);

ρ – Coeficiente de minoração da resistência do concreto, que de acordo com a NBR 6118 (2014) tem valor igual a 0,80 (para seções transversais que aumentam a largura conforme se aproxima da LN) ou a 0,85 (para o contrário ou para seções retangulares), devido ao efeito Rüsç (que considera a variação da resistência do concreto frente a velocidade de carregamento da peça), ao ganho de resistência do concreto ao longo do tempo e a influência da forma cilíndrica do corpo de prova;

ζ – Fator de correção do diagrama parábola-retângulo de tensão do concreto comprimido que, de acordo com a NBR 6118 (2014), pode ser admitido como 0,8;

Ψ – Coeficiente de minoração do f_{ck} , que varia de acordo com a deformação referente ao concreto (MACHADO, 2002):

$$\Psi = 1, \text{ para } \varepsilon_c = 0,35\% \quad (2.2)$$

$$\Psi = 1,25 \cdot \left(1 - \frac{0,002}{3 - \varepsilon_c}\right), \text{ para } 0,2\% \leq \varepsilon_c \leq 0,35\% \quad (2.3)$$

$$\Psi = \frac{2,5}{3} \cdot \sqrt{\frac{\varepsilon_c}{0,002}}, \text{ para } \varepsilon_c < 0,02\% \quad (2.4)$$

As tensões atuantes podem ser encontradas pela Lei de Hooke, conhecendo o modo de elasticidade dos materiais e as deformações lineares já encontradas. Para o cálculo das forças correspondentes às resultantes das armaduras comprimidas e tracionadas (F'_s e F_s) deve-se considerar a área conhecida da armadura correspondente e a tensão do material (valor de cálculo) para f_s e f'_s para o aço interior e f_R para o material de reforço. Deste modo:

$$F_s = A_s \cdot f_s \quad (2.5)$$

$$F'_s = A'_s \cdot f'_s \quad (2.6)$$

$$F_R = A_R \cdot f_R \quad (2.7)$$

Para tanto, as tensões atuantes podem ser encontradas pelas equações:

$$f_c = E_c \cdot \varepsilon_c \quad (2.8)$$

$$f_s = f'_s = \frac{f_{yd}}{\gamma_s} \quad (2.9)$$

$$f_{Ru} = C_E \cdot f_{Ru*} \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_{Ru} = C_E \cdot \varepsilon_{Ru*} \quad (2.11)$$

E_C - Módulo de elasticidade do concreto, obtido por:

$$E_c = 0,85.5600\sqrt{f_{ck}} \quad (2.12)$$

C_E - Coeficiente de redução da resistência do reforço, de acordo com o material aplicado e o tipo de ambiente (para o caso de reforço com CRFC). Garcez (2007) destaca a importância de que a peça reforçada consiga resistir a um determinado esforço caso o reforço de CRFC seja danificado. Para isso, é utilizado este coeficiente (de acordo com a Tabela 1), evitando ocorrer rupturas prematuras.

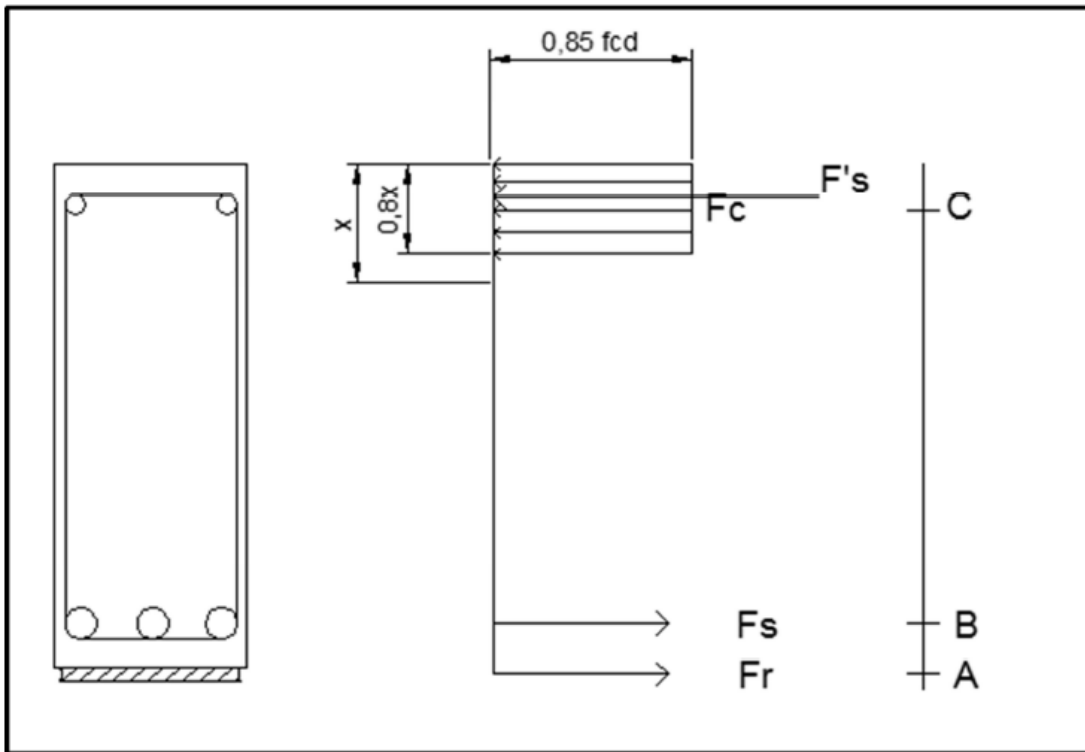
Tabela 1 – Fator de redução da tensão de ruptura do material.

Condições de exposição	Tipo de fibra e resina	Fator de redução C_E
Ambiente Interno	Carbono/Epóxi	0,95
	Vidro/Epóxi	0,75
	Aramida/Epóxi	0,85
Ambiente externo	Carbono/Epóxi	0,85
	Vidro/Epóxi	0,65
	Aramida/Epóxi	0,75
Ambiente Agressivo	Carbono/Epóxi	0,85
	Vidro/Epóxi	0,50
	Aramida/Epóxi	0,70

Fonte - PERELLES, 2013, APUD ACI 440.2R, 2008.

A partir destes cálculos é possível determinar o somatório de momentos no ponto do reforço (A), como mostra a Figura 9, considerando desprezíveis as espessuras do reforço e da cola para sua fixação. O momento fletor encontrado neste ponto é válido para qualquer outro ponto na viga e será pertinente se for de um valor maior ou igual ao solicitante.

Figura 9 – Esquema de cálculo utilizado para o dimensionamento.



Fonte – Adaptado de Machado, 2002.

A equação para cálculo do momento no ponto A pode ser definida como:

$$M_{RA} = F_c \cdot \left(h - 0,8 \cdot \frac{X}{2} \right) + F'_s \cdot (h - d') - F_s \cdot (h - d) \quad (2.13)$$

Se o valor encontrado para o momento fletor resistente for igual ou maior que o solicitante, significa que as peças, juntamente com o reforço, resistirão aos esforços. Se o valor encontrado para M_{Rd} for muito maior que o solicitante, os valores arbitrados de modo de ruptura e posição da linha neutra arbitrada (x) não são pertinentes, uma vez que não são econômicos. Caso o valor encontrado seja aceitável, pode-se seguir com o procedimento, fazendo o somatório de momentos em outro ponto da viga e igualando isto a M_{Rd} , sendo:

$$\sum M_B = M_{Rd} = F_c \cdot \left(d - 0,8 \cdot \frac{X}{2} \right) + F'_s \cdot (d - d') + F_R \cdot t \cdot \Phi \quad (2.14)$$

$$\sum M_C = M_{Rd} = F_c \cdot \left(d - 0,8 \cdot \frac{X}{2} \right) + F'_s \cdot (0,4 \cdot X - d') + F_R \cdot \left(h - 0,8 \cdot \frac{X}{2} \right) \cdot \Phi \quad (2.15)$$

Tal que,

Φ – fator de redução, sugerido pelo ACI 440.2R (2008), aplicado à fibra de carbono em função de o compósito ser considerado uma “novidade”. Neste trabalho este coeficiente de redução será utilizado também para o cálculo do dimensionamento de reforço com chapas metálicas, por ser a favor da segurança.

Estas equações resultam em dois valores para FR, que por equilíbrio devem ser iguais.

Com a determinação de FR, é possível determinar a área de reforço necessária para suportar os esforços solicitantes:

$$A_R = \frac{F_R}{f_R} \quad (2.16)$$

$$f_R = \varepsilon'_R \cdot E_R \leq f_{Ru} \quad (2.17)$$

Tal que,

E_R é fornecido pelo fabricante do material;

ε'_R é encontrada por:

$$\varepsilon'_R = \varepsilon_R - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{Ru} \quad (2.18)$$

sendo,

ε_R é encontrada pela variabilidade linear de deformações considerada, de acordo com a posição da LN (x);

ε_{bi} é resultado de seu carregamento antigo. Este valor depende do método de aplicação do reforço e descarregamento (disposição de escoramento ou não).

O valor de ε_{bi} deve ser considerado porque, segundo com Machado (2002), é preciso conhecer o nível de tensão já existente na estrutura a se reforçar, para que então seja possível conhecer o nível de tensão que o reforço será submetido em sua aplicação. A deformação preexistente na peça estrutural deve ser calculada a partir do seu peso próprio, quando na

aplicação do reforço a peça é escorada, ou a partir de toda a sua carga atuante, no caso de não se optar pelo escoramento.

Através transferência de tensões entre o concreto e o reforço, pode ocorrer a de laminação deste último antes de alcançada a resistência de ruptura do concreto, sendo que em geral este fenômeno de descolamento é obtido para cargas significativamente superiores às de serviço. Machado (2002) afirma que fissuras por cisalhamento da viga, ruptura por cisalhamento interfacial, irregularidades superficiais e a elevada tensão do recobrimento do concreto são as causas mais frequentes de descolamento do reforço.

Perelles (2013) aponta causas de ocorrência da de laminação, como a tensão excessiva na interface e baixa resistência à compressão do concreto (que deve ser maior que 17 MPa para aplicação deste reforço).

2.6.1.2 REFORÇO À FLEXÃO COM CHAPAS COLADAS

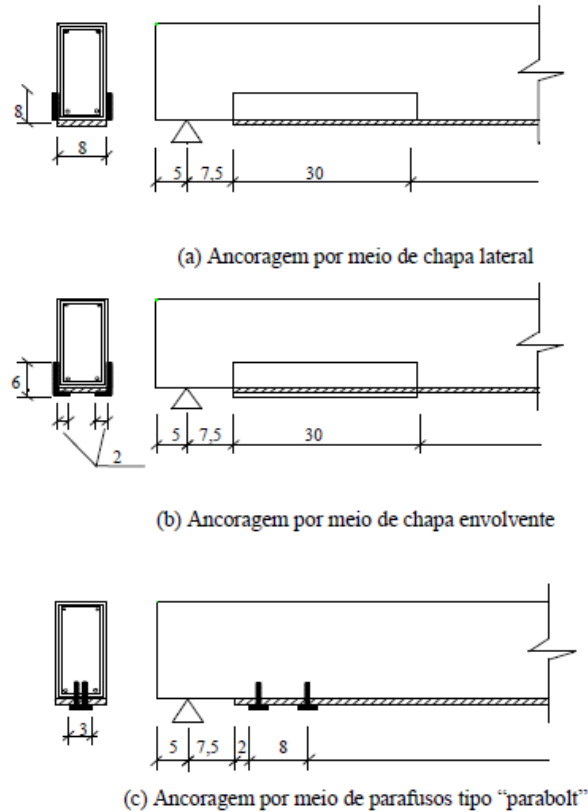
Para os casos de chapas metálicas, segundo Appleton e Gomes (1997), quando não são utilizadas buchas metálicas na ligação é recomendada uma espessura entre 3 e 5 mm e uma largura inferior a 300 mm das chapas. A espessura da resina deve ser da ordem de 1 a 3 mm uma vez que espessuras elevadas conduzem a uma ligação menos eficiente.

Além disso, Reis (1998) afirma que a espessura da chapa não deve ultrapassar 10 mm, porque estas não se adaptam às irregularidades do substrato.

Para mais, Reis (1998), apud Rodrigues (1994), destaca que a relação entre a largura da chapa e sua espessura deve estar entre 50 e 60 e, quando menor que 40 pode gerar excesso de tensões na região de colagem e causar delaminação.

O descolamento na região de ancoragem pode ser evitado pela implantação de chumbadores tipo parabolt ou a colagem de chapas lateralmente à viga ou a envolvendo (método de ancoragem), conforme a FIGURA 10 (REIS, 1998).

Figura 10 – Formas de ancoragem do reforço com chapa metálica.

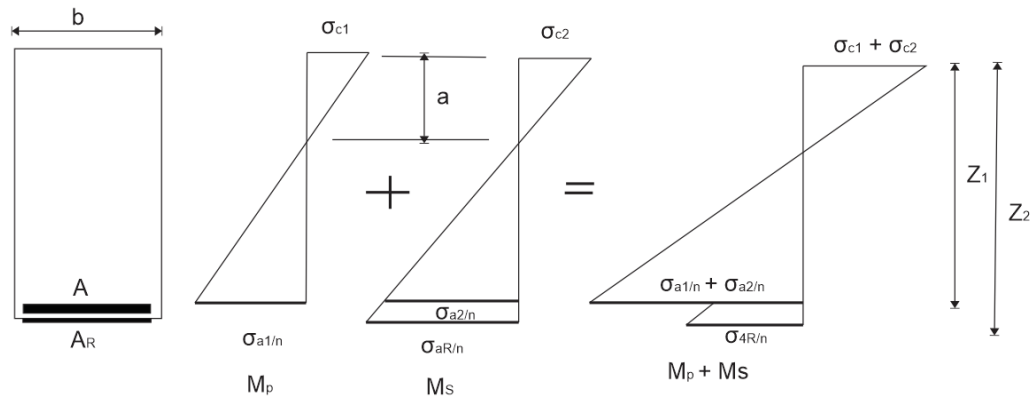


Fonte - REIS, 1998, APUD CAMPAGNOLO, 1993.

O método de cálculo de Bresson (BRESSION, 1971 apud SILVEIRA, 1997) foi desenvolvido para o dimensionamento de chapas de aço coladas com resina epóxi à viga de concreto. A interação do sistema concreto-resina-aço resulta em um aumento da resistência à flexão, considerando as hipóteses de que: As seções transversais permanecem planas após o início da deformação; as deformações são, em cada ponto, proporcionais a sua distância até a linha neutra da seção.

No método de Bresson, o dimensionamento da viga à flexão deve ser feito no Estádio II, e os esforços solicitantes separados em M_p , referentes às cargas permanentes, e M_s , referentes às sobrecargas. Na Figura 11 é mostrado o estado de tensão e de deformação em uma seção transversal de acordo com Silveira (1997).

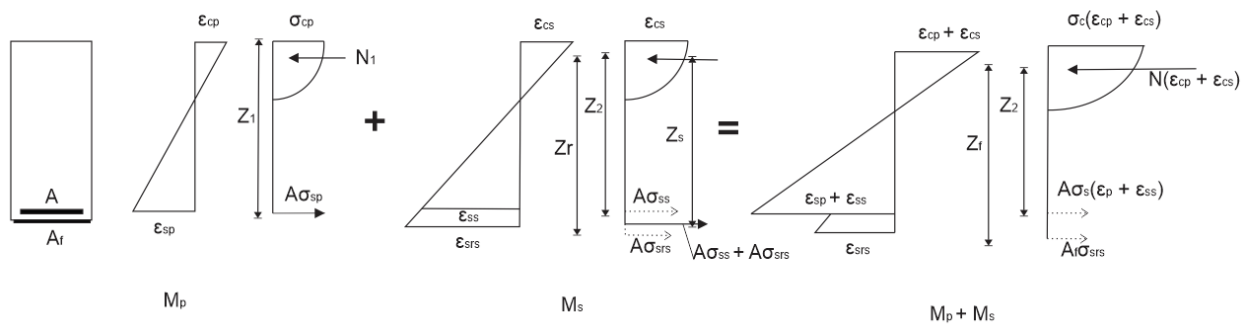
Figura 11 - Estado de deformação e de tensão de uma viga reforçada segundo o método de Bresson.



Fonte - SILVEIRA, 1997.

O método de cálculo de Cánovas (CÁNOVAS, 1988) recomenda o dimensionamento da viga à flexão no Estádio III, ou seja, no seu estado-limite último, após a atuação dos esforços provenientes da sobrecarga. Assim como Bresson, Cánovas considera que o reforço é realizado após a solicitação das cargas permanentes, porém em seu método a sobreposição é do diagrama de deformação, ao contrário de Bresson que faz a sobreposição do diagrama de tensão.

Figura 12 - Estado de deformação e de tensão de uma viga reforçada.



Fonte - CÁNOVAS (1988).

Cánovas (1988) recomenda que a seção da chapa de aço seja 1,5 vezes maior que a seção calculada. Recomenda, ainda, que a espessura da resina não ultrapasse a 1,5 mm e a espessura da chapa de aço seja inferior a 3 mm, com exceção das situações em que haverá outros dispositivos de ancoragem mecânica.

O método proposto por Campagnolo (CAMPAGNOLO, 1995¹ apud SILVEIRA, 1997) possui as seguintes hipóteses básicas:

- Concreto no Estádio II;
- Chapa de aço de reforço no limite de sua capacidade. Sua tensão é igual à tensão de escoamento do aço de reforço;
- O comprimento de ancoragem deve ser calculado de modo que todo o esforço resistido pela chapa já tenha sido completamente transferido.

O método de Ziraba e Hussein (ZIRABA, BALUCH, BASUNBUL, SHARIF e AZAD, ALSULAIMANI, 1994) apresenta um modelo de cálculo baseado no estado limite último. O dimensionamento da chapa pode ser feito por meio do equilíbrio de momentos na seção transversal, isto é (Figura 14):

$$T_s \left[h_s - \frac{\bar{a}}{2} \right] + T_p \left[h_p - \frac{\bar{a}}{2} \right] = \frac{M_u}{\phi} \quad (2.19)$$

Sendo:

$$T_s = A_s \cdot f_{ys} \quad (2.20)$$

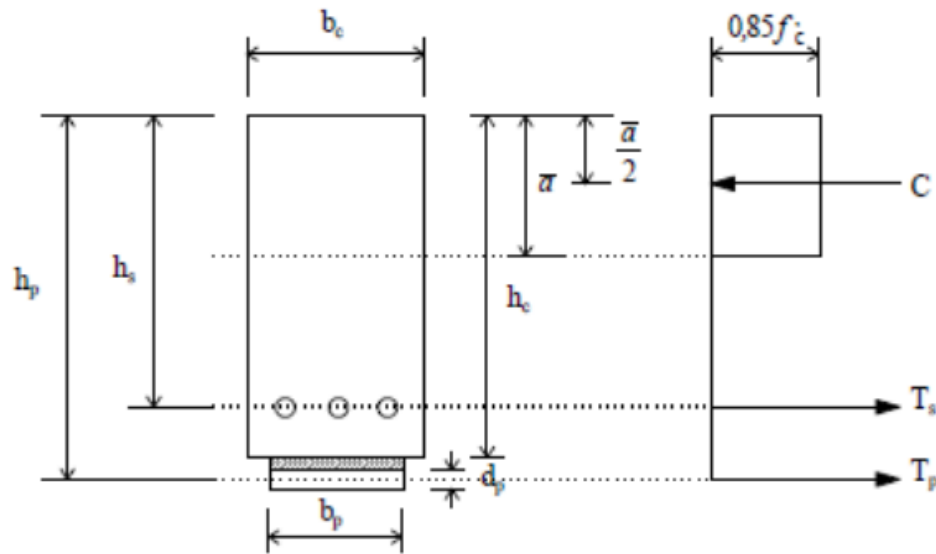
$$T_p = b_p \cdot d_p \cdot f_{yp} \quad (2.21)$$

$$h_p = h_c + d_c + \frac{d_p}{2} \quad (2.22)$$

$$\phi = 0,9 \quad (2.23)$$

¹ CAMPAGNOLO, J.L.; CAMPOS Fo, A.; SILVA Fo. L.C.P Técnicas de ancoragem em vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas, Anais. 34" REIBRAC, São Paulo, 1995.

Figura 13 - Estado de tensão de uma viga reforçada.



Fonte - Ziraba e Hussein (1994).

Esse método foi desenvolvido de acordo com a norma ACI 318 (ACI, 1998) que sugere para o cálculo da altura do bloco de tensões no concreto comprimido a equação:

$$\bar{a} = \frac{A_s \cdot f_{ys} + b_p \cdot d_p \cdot f_{yp}}{0,85 \cdot f_c \cdot b_c} \quad (2.24)$$

Substituindo 2.24 em 2.23, tem-se:

$$A_1 \cdot d_p^2 + A_2 d_p + A_3 = 0 \quad (2.25)$$

Onde:

$$A_1 = \frac{b_p \cdot f_{yp}}{2} \left(1 - \frac{b_p \cdot f_{yp}}{0,85 \cdot f_c \cdot b_c} \right) \quad (2.26)$$

$$A_1 = b_p \cdot f_{yp} \left(h_c + d_c - \frac{A_s \cdot f_{ys}}{0,85 \cdot f_c \cdot b_c} \right) \quad (2.27)$$

$$A_1 = A_s \cdot f_{ys} \left(h_s - \frac{A_s \cdot f_{ys}}{1,7 \cdot f_c \cdot b_c} \right) - \frac{M_{REF}}{\phi} \quad (2.28)$$

Por fim com os valores de A_1 , A_2 e A_3 , pode-se resolver a equação (2.25) como uma equação do segundo grau onde a incógnita é a espessura da chapa. valor de d_p deve ser limitado

por t_{pb} , que é a espessura máxima da chapa para uma ruptura da viga de forma dúctil, senão ocorrerá esmagamento do concreto, isto é:

$$t_{pb} = \frac{\beta \cdot x_b \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot b_c - A_s \cdot f_{ys}}{b_p \cdot f_{yp}} \quad (2.29)$$

Sendo a altura da linha neutra, x , obtida pela equação de compatibilidade, segundo a norma ACI 318:

$$\frac{x}{d} = \frac{0,003}{\varepsilon_{yd} + 0,003} \quad (2.30)$$

Nessa expressão, ε_{yd} é calculada com a tensão f_{ys} . Já o parâmetro β é utilizado para se obter a altura do bloco retangular equivalente na seção comprimida do concreto. Segundo o ACI 318 (ACI, 2008), esse parâmetro vale 0,85 para concretos com resistência à compressão de até 28 MPa. Para resistências maiores, o valor de β deve ser reduzido de 0,05 a cada 7 MPa de resistência, não tomando-se valores menores que 0,65.

Por fim, o método de Ziraba e Hussein sugere uma metodologia para verificar a resistência de aderência da resina. Para essa verificação, são necessárias algumas informações, tais como o carregamento linear na viga (w_s), o módulo de elasticidade (E_a) e o módulo de cisalhamento (G_a) do adesivo, entre outras informações.

A profundidade da linha neutra é calculada pela equação:

$$x = \frac{-B + \sqrt{B^2 + 4AC}}{2A} \quad (2.31)$$

Onde,

$$A = \frac{E_c b_c}{2E_p} \quad (2.31)$$

$$B = A_s + b_p d_p \quad (2.32)$$

$$C = h_s A_s + h_p b_p d_p \quad (2.33)$$

Com o valor de x , pode-se calcular a inércia da seção por:

$$I = \frac{E_c b_c x^3}{3E_p} + A_s (h_s - x)^2 + b_p d_p (h_p - x)^2 \quad (2.34)$$

De modo semelhante, calcula-se a inércia da chapa metálica:

$$I_p = \frac{b_p d_p^3}{12} \quad (2.35)$$

e as rigidezes de cisalhamento e de força normal da resina:

$$K_s = G_a \frac{b_a}{d_a} \quad (2.36)$$

$$K_n = E_a \frac{b_a}{d_a} \quad (2.37)$$

A partir desses valores, calcula-se a constante C_{R2} :

$$C_{R2} = d_p \left(\frac{K_n}{4E_p I_p} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (2.38)$$

Para se estabelecer uma ligação perfeita entre concreto-resina-chapa, deve se satisfazer a equação (2.39), onde “a” é a distância da extremidade da chapa ao apoio que deve ser variada até atingir a igualdade nessa equação:

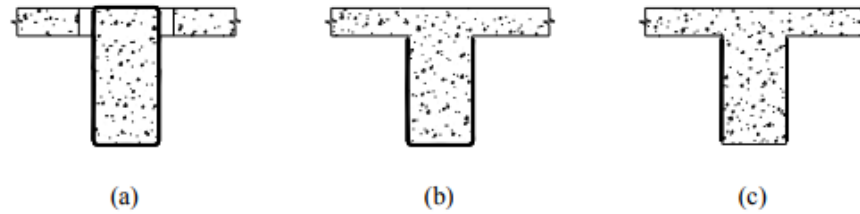
$$\left[1 + \left(\frac{K_s}{E_p b_p d_p} \right)^{\frac{1}{2}} \frac{(La - a^2)}{L - 2a} \right] W_s \left(\frac{L}{2} - a \right) = f'_c \left[\frac{c_{all}}{(1 + \alpha_2 C_{R2} t g 28) \alpha_1 f'_t} \right]^{\frac{4}{5}} \frac{I b_a}{b_p d_p (h_p - x)} \quad (2.39)$$

2.6.2 REFORÇO AO ESFORÇO CORTANTE

O modelo é baseado no envolvimento da seção de concreto por fibras de carbono a fim de garantir um reforço ao modelo de analogia de treliça proposto por Morsch, de maneira similar aos estribos de aço. Existem três tipos de reforço ao cisalhamento, conforme mostrado na Figura 14 (MACHADO, 2002). A opção a) é a forma mais eficiente para o reforço, enquanto

a opção c) é a menos eficiente. A escolha do tipo de reforço é feita de acordo com as possibilidades construtivas.

Figura 14 - Configurações Possíveis Ao Cisalhamento.



Fonte – MACHADO, 2002.

O cálculo tem início com a determinação do valor extra de resistência ao esforço cortante que o sistema CFC irá fornecer:

$$V_f = \frac{A_f \cdot f_f \cdot (\text{sen}\beta + \text{cos}\beta) \cdot d_f}{S_f} \leq 0,332\sqrt{f_{cd} \cdot b_w \cdot d} \quad (2.40)$$

Onde,

$$A_f = 2 \cdot n \cdot t_f \cdot w_f \quad (2.41)$$

Sendo,

n - Números de camadas do sistema CFC

t_f - Espessura de uma camada de CFC

w_f - Largura da lâmina de CFC

f_f - Tensão limite de ruptura do sistema CFC.

β - Ângulo, em graus, da inclinação do CFC relativamente ao eixo longitudinal da peça.

d_f - Profundidade do sistema CFC para reforço ao cisalhamento.

s_f - Espaçamento entre as lâminas de CFC.

Manipulando a equação (2.40) e admitindo o sistema CFC colado na vertical ($\beta=90^\circ$), chega-se em:

$$V_f = \frac{A_f f_f d_f}{S_f} \leq 0,332 \sqrt{f_{cd} b_w d} \quad (2.42)$$

$$V_f = \frac{2nxt_f w_f f_f d_f}{S_f} \quad (2.43)$$

$$\frac{V_f}{2nxt_f f_f d_f} = \frac{w_f}{S_f} \quad (2.44)$$

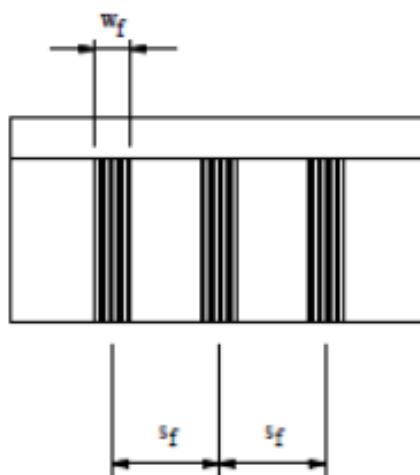
Por fim, tem-se que w_f/s_f é uma variável de projeto que se:

$\frac{w_f}{S_f} < 1$, pode se usar lâminas de carbono com um devido espaçamento entre as tiras (Figura 11);

$\frac{w_f}{S_f} = 1$, deve ser usar lâminas de carbono em todo o comprimento da peça reforçada;

$\frac{w_f}{S_f} > 1$, deve se usar mais de uma camada de lâminas de carbono;

Figura 15 - Largura e espaçamento do CFC colado em uma viga.



Fonte – MACHADO, 2002.

Como $V_f = \frac{A_f f_f d_f}{S_f} \leq 0,332 \sqrt{f_{cd} b_w d}$, tem-se que:

$$V_c + V_s \leq 0,664 \sqrt{f_{cd} b_w d} \quad (2.45)$$

A tensão atuante no sistema CFC deve ser limitada em:

$$f_f = R \times f_{fu} \quad (2.46)$$

Sendo R um fator de redução dado por Machado (2002):

$$R = \frac{K_1 K_2 L_e}{11900 \times \varepsilon_{fu}} \leq \frac{0,005}{\varepsilon_{fu}} \quad (2.47)$$

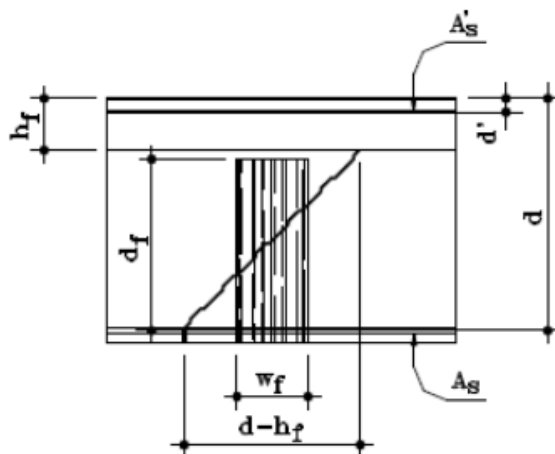
$K_1 = \left(\frac{f_{cd}}{27}\right)^{\frac{2}{3}}$ fator de multiplicação do comprimento efetivo de aderência estabelecido em função da resistência do concreto.

$K_2 = \left(\frac{d_{fe}}{d_f}\right)$ fator de multiplicação do comprimento efetivo de aderência estabelecido em função da configuração adotada para o reforço de cisalhamento.

No caso do reforço como mostrado nas configurações (a) ou (b) da Figura 16, usa-se $d_{fe} = d_f - L_e$.

No caso de configuração (c), usa-se $d_{fe} = d_f - 2L_e$, sendo d_f o comprimento do sistema CFC, tipicamente igual a $(d-h_f)$, conforme Figura 12.

Figura 16 - Comprimento d_f .



Fonte – MACHADO, 2002.

O comprimento efetivo de aderência do sistema CFC vale:

$$L_e = \frac{1}{\sqrt{n}} L_0 \quad (2.48)$$

Sendo n o número de camadas do sistema CFC. O Comprimento efetivo de colagem de uma lâmina de fibra de carbono vale:

Sendo:

t - a espessura, em polegadas (in).

E_f - o módulo de elasticidade, em libras por polegadas (psi).

Finalmente, a deformação última da fibra de carbono (ϵ_{fu}) pode ser admitida igual a 0,017. Porém, quando se tratar de uma seção totalmente envolvida por fibra de carbono (caso (a) da Figura 10), a equação 2.47 pode ser resumida para:

$$R = \frac{0,005}{\epsilon_{fu}} \quad (2.49)$$

Esse método de cálculo também pode ser usado para o caso de colagem de chapa de aço, porém deve ser necessário adaptações quanto ao fator de redução.

O ACI *Committe* 440 (ACI, 2008) recomenda como deformações máximas da fibra de carbono (ϵ_{fe}) o valor de 0,004 para o caso da seção (a) da Figura 10, e para os casos (b) e (c) o valor de $R \cdot \xi_{fu} \leq 0,004$, onde ξ_{fu} é a deformação de ruptura da fibra.

3. ESTUDOS REALIZADOS

Entre os trabalhos mais importantes realizados no Brasil e divulgados na área de reabilitação de vigas, pode-se citar aqueles desenvolvidos pelos pesquisadores: João Carlos T. S. Clímaco, da Universidade de Brasília; Ibrahim Shehata, na COPPE da Universidade Federal do Rio de Janeiro; Regina Helena F. Souza e Vicente Custódio M. de Souza, da Universidade Federal Fluminense; João L. Campagnolo, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul; Élvio Piancastelli, da Universidade Federal de Minas Gerais e outros.

CLÍMACO (1990), em sua tese de doutorado desenvolveu um programa experimental para analisar o comportamento de vigas biapoiadas, reforçadas por adição de concreto novo, com ou sem novas armaduras de tração. Foram estudados também métodos para avaliar a resistência de aderência entre o substrato e o reparo/reforço. O trabalho de SOUZA (1990), desenvolvido em Portugal, seguiu essa mesma linha de pesquisa ao analisar o comportamento de vigas biapoiadas, de concreto armado, reforçadas ao momento fletor e ao esforço cortante. No caso do reforço devido as ações normais, adicionou-se barras de aço no bordo tracionado, envolvendo-as posteriormente com argamassa ou concreto projetado.

PIANCASTELLI, desde 1995, tem realizado um longo programa experimental sobre vigas biapoiadas, reabilitadas através do aumento das seções transversais de concreto e adição de armadura longitudinal. Entre vários artigos publicados, o autor descreveu o comportamento e a eficiência dessas vigas quando solicitadas a baixa idade, observando a influência do nível de carregamento existente durante a execução do reforço e do número de estribos prolongados que envolveram a armadura adicionada.

Ainda no âmbito experimental, CAMPAGNOLO et al. (1997) realizaram no LEME-CPGEC/UFRGS ensaios em vigas com trechos de armadura exposta a fim de elaborar um método que avaliasse a capacidade estrutural remanescente durante o processo de recuperação dessas peças.

RODRIGUES (1996), aproveitando os resultados experimentais de SOUZA (1990) e PIANCASTELLI (1995), desenvolveu um programa computacional para simular o comportamento de vigas biapoiadas de concreto armado reforçadas mediante adição de armadura longitudinal envolvida por concreto.

No que se refere às pesquisas realizadas no exterior, pode-se citar SAIIDI (1990). Este autor, juntamente com outros pesquisadores, desenvolveu um modelo analítico para prever o

comportamento de vigas reabilitadas pela da adição de camadas de concreto na zona tracionada e/ou na zona comprimida e estudaram também a interferência do uso de resina epóxi na resistência da ligação reparo/substrato.

Além do uso do concreto, um outro material que tem se destacado como alternativa para a reabilitação de estruturas fletidas é a argamassa armada. Vários estudos têm sido desenvolvidos, principalmente no exterior, a respeito do comportamento de peças de concreto armado reforçadas utilizando esse material. Dentre os pesquisadores que mais se dedicaram ao estudo dessa nova técnica de reforço, pode-se citar: Ahmad, da *Nacional Engineering Services of Pakistan*; Ong e Paramasivam do *Department of Civil Engineering of National University of Singapore*; Sharma da *University fo West Indies* na Tailândia, entre outros.

AHMAD et al. (1991) realizaram ensaios com várias vigas utilizando telas de galinheiro hexagonais como armadura de reforço envolvidas por argamassa comum. Foram estudados parâmetros relativos à variação da taxa de armadura e à configuração geométrica da tela. Além disso, fez-se uma análise da influência do grau de descarregamento da viga durante a execução do reparo. De acordo com os autores, esta técnica é de fácil execução pois não exige mão-de-obra e equipamentos especializados. Além disso, o aumento da ação permanente devido ao peso próprio da intervenção é praticamente desprezível.

ONG et al. (1992) investigaram o comportamento de vigas biapoiadas reabilitadas aplicando camadas de argamassa armada no bordo tracionado. Os parâmetros observados foram: ligação entre reparo e substrato com/sem conectores de cisalhamento e com/sem pontes de aderência, taxa de armadura do reforço e nível de dano nas vigas antes da reabilitação. A maioria das vigas apresentou resistência última maior do que as das vigas de controle, indicando que o uso de resina epóxi e de conectores de cisalhamento conseguiram garantir o monolitismo das peças.

A pesquisa desenvolvida por SHARMA (1992) forneceu dados sobre o comportamento de vigas contínuas de concreto armado fletidas e reabilitadas por encamisamento da armadura longitudinal utilizando concreto normal ou um material composto denominado fibro-ferro-concrete, que correspondia a uma argamassa armada com adição de fibras de aço. O comportamento estrutural das vigas reabilitadas foi similar ao das vigas originais, sendo que as peças que utilizaram o fibro-ferroconcrete resistiram melhor ao início de fissuração e tiveram capacidade portante maior do que as vigas originais e do que as peças reforçadas com concreto convencional.

PARAMASIVAM et al. (1993) analisaram o comportamento de vigas de seção transversal T, simplesmente apoiadas e reabilitadas com camadas de argamassa armada. A tela soldada foi fixada ao substrato por conectores de cisalhamento feitos com barras de aço CA-25 dobradas em L. Os autores concluíram que a adição de camadas de argamassa armada na face tracionada da viga usando conectores em L para fixar a tela de aço foi eficiente. O aparecimento da primeira fissura foi retardado pela presença da argamassa armada, sendo este fator influenciado pela taxa de armadura de tela soldada. A rigidez à flexão nas peças reabilitadas foi maior do que a das vigas de controle. Entretanto, o acréscimo de rigidez dependeu do surgimento de fissuras horizontais e eventuais descolamentos na interface de ligação entre o reparo e o substrato.

Um outro método muito utilizada na reabilitação de peças fletidas é a introdução de chapas de aço como armadura de reforço adicional coladas com resina epóxi no bordo tracionado. Dentro desta área de pesquisa, os primeiros ensaios foram realizados por Jacques Bresson e Robert L'Hermitte no final da década de 60. Nessa mesma época, também surgiram na África do Sul, vários estudos sobre esse tipo de reforço.

BRESSON (1971), apud TEIXEIRA JR. (1994), realizou no ITBTP (*Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*) estudos teórico-experimentais sobre a união chapas de aço, resina epóxi e concreto. Nos ensaios foram medidas as tensões de cisalhamento nas ligações entre o aço e a resina e entre o concreto e a resina, variando-se a espessura da chapa. Entre os três materiais, constatou-se que o concreto é o elo mais fraco e, portanto, é este material que determina o valor da tensão máxima cisalhante que pode atuar na ligação reforço/substrato. A espessura da chapa também merece atenção especial, pois interfere na transmissão das tensões de cisalhamento para o elemento estrutural, sendo necessário prever uma espessura ótima. Em outro trabalho, BRESSON (1971) apud SILVEIRA (1997), analisou o comportamento de vigas reforçadas à flexão com chapas de aço coladas e propôs fórmulas para o cálculo da espessura da chapa de aço do reforço, das tensões limites e das tensões existentes na interface substrato/reforço.

Nas décadas de 70 e 80, na Inglaterra, vários pesquisadores tais como R.N. Swamy, R. Jones e G.C.Mays realizaram pesquisas fazendo com que essa técnica de reforço se tornasse mais confiável, viabilizando sua utilização em toda a Europa.

A dissertação de ALFAIATE (1986), desenvolvida em Lisboa, apresenta um estudo experimental de vigas de concreto armado fletidas reabilitadas por adição de chapas de aço no

bordo tracionado. Em algumas peças a ligação entre o reforço e a estrutura original foi feita apenas com resina epóxi e em outras utilizou-se resinas epóxi e buchas metálicas.

No artigo publicado por ZIBARA et al. (1994), descreve-se procedimentos para dimensionar vigas de concreto armado reforçadas por chapas de aço baseado nos estados limites últimos. Estes procedimentos foram baseados na observação do comportamento experimental de peças reabilitadas por esta técnica e na simulação do comportamento da peça através de modelagens numéricas não-lineares, utilizando elementos finitos.

Em um artigo publicado por CAMPAGNOLO nas XXVIII Jornadas SulAmericanas de Engenharia Estrutural, em 1997, descreveu-se um estudo teórico-experimental de vigas reforçadas por chapas de aço fixadas no bordo tracionado através de resina epóxi e/ou parafusos. Outro aspecto observado foi a importância de realizar uma ancoragem adequada da chapa de aço do reforço, pois caso contrário poderia ocorrer uma ruína prematura devida à separação entre a chapa e o substrato. Um estudo mais aprofundado sobre a ancoragem das chapas de aço em vigas reabilitadas foi abordado por CAMPAGNOLO (1994).

Outras pesquisas que contribuíram para melhorar o conhecimento do comportamento de peças recuperadas foram os desenvolvidos na Universidade Federal Fluminense por SILVEIRA (1997) e na COPPE/UFRJ por MORAIS (1997). SILVEIRA (1997), em sua dissertação de mestrado, descreveu diversos métodos de dimensionamento de vigas reforçadas por chapas de aço existentes na literatura. O pesquisador desenvolveu ainda um novo método de cálculo para determinar a área de aço do reforço e comparou os resultados dos diversos processos de cálculo entre si e com os resultados fornecidos pelo método proposto.

MORAIS (1997) desenvolveu um programa experimental bastante genérico onde se estudou a eficiência de vários métodos de reforço concomitantemente ao momento fletor e ao esforço cortante, aplicados em vigas de concreto armado. As técnicas de reforço utilizadas foram: uso de tirantes externos pré-tracionados, colagem de chapas de aço com resina epóxi, uso de estribos externos pré-tracionados e uso de estribos em forma de “U” feitos a partir de tiras de chapas de aço.

A seguir, apresenta-se um levantamento de várias vigas ensaiadas através de técnicas de reabilitação semelhantes às empregadas neste trabalho (adição de armadura longitudinal ou fixação de chapa de aço no bordo tracionado). A análise destes dados permitirá verificar se há diferenças entre o comportamento das vigas reabilitadas por REIS (1998) e o comportamento observado nos programas experimentais desenvolvidos por outros pesquisadores.

3.1 DIMENSIONAMENTO DE KRAMER (2013) PARA O REFORÇO COM PROTENSÃO EXTERNA

Em seu estudo, Kramer (2013) calculou a força de protensão e o número de cabos a se aplicar, alterando o valor da excentricidade dos mesmos. No caso 1, os cabos foram posicionados no centro de gravidade da peça (excentricidade nula), no caso 2, os cabos foram colocados em uma excentricidade de 15 cm, no caso 3, foram colocados 2 cm abaixo da viga (excentricidade de 34,5 cm) e no caso 4 foram utilizados cabos poligonais com excentricidade de 15 cm.

A partir disto, a autora encontrou os seguintes resultados, conforme a Tabela 2.

Tabela 2 – Resultados obtidos no estudo analisado por Kramer (2013).

Parâmetros	Estudo de caso 1	Estudo de caso 2	Estudo de caso 3	Estudo de caso 4
Excentricidade Resultante (meio do vão)	0 cm	15 cm	34,5 cm	15 cm
Força de protensão (P_0)	621,04 kN	260,44 kN	148,41 kN	303,84 kN
Número de cabos de Protensão	4	2	1	2
Momento resistente final (M_n)	4272,55 kN.m	Não aplicável	3828,07 kN.m	4040,20 kN.m
Tensão no bordo inferior nos apoios ($\sigma^1_{\text{apoio, inf}}$)	4003,8 kN/m ²	Não aplicável	1913,58 kN/m ²	1958,85 kN/m ²
Tensão no bordo superior nos apoios ($\sigma^1_{\text{apoio, sup}}$)	4003,8 kN/m ²	Não aplicável	0 kN/m ²	1958 kN/m ²

Fonte – Adaptado Kramer (2013)

Cabos posicionados no centro de gravidade (caso 1) não só levam a um gasto desnecessário de material, se comparados com os demais casos, mas também possuem um momento resistente muito maior que o solicitante, o que não se torna uma aplicação econômica (KRAMER, 2013).

De acordo com Kramer (2013), cabos com traçado poligonal, como no caso 4, tem a vantagem de ter um alívio de tensões se comparado ao traçado reto de excentricidade nula do caso 1. Isto porque traçados que se aproximam do diagrama de momentos fletores são mais eficientes, já que nas regiões de apoio o momento diminui, não sendo necessária manter a mesma resistência (KRAMER, 2013, apud PFEIL, 1980).

Com isto, a autora concluiu que as opções dos casos 3 e 4 são as mais eficientes para a viga em questão. O caso 4, por apresentar um traçado próximo do diagrama de momentos, reduzir a força de protensão e levar a economia de material. E o caso 3, por atingir um momento resistente muito próximo do solicitante, mas com a desvantagem de levar a formação de esforços de tração na região dos apoios. Porém este problema pode ser solucionado com a ancoragem dos cabos antes dos apoios (KRAMER, 2013).

De acordo com os resultados obtidos, a viga do estudo de Kramer (2013) alcançou o dimensionamento econômico com ruptura no limite entre os domínios 2 e 3 da NBR 6118(2014): deformação máxima do concreto (ϵ_c) em 0,35% e deformação máxima do aço (ϵ_s) em 1%.

Entretanto, como já fora mencionado no item de cálculo do momento resistente com reforço, é possível que este modo de ruptura tenha sido alcançado pelo comportamento da viga antes do reforço ser aplicado. Antes de receber o reforço, não estava sendo utilizada toda a capacidade da armadura de compressão ($\beta'_s < 1$), mas toda a armadura de tração estava sendo solicitada ($\beta_s = 1$), sendo que caso a viga recebesse uma solicitação maior que os 23496,3 kN.cm, a armadura de tração iria ultrapassar a deformação limite de escoamento de 1% e iniciar o processo de ruptura. Com a aplicação do reforço, foi possível conferir à viga que suas armaduras (de tração e de compressão) fossem utilizadas ao máximo, sem que a armadura de tração rompesse.

Caso a viga de Kramer (2013) estivesse solicitada à um momento fletor maior que os 31551,952 kN.cm, é provável que as armaduras estariam solicitadas ao máximo e o reforço não atuaria só para que isto acontecesse, mas também para garantir resistência a este acréscimo de carga.

Entretanto, a fim de demonstrar que nem sempre a viga reforçada se apresenta no limite entre os domínios 2 e 3, é apresentado outro caso de dimensionamento de viga biapoiada de

concreto armado no capítulo posterior. Esta possui armadura simples (sem armadura de compressão), com dimensionamento à flexão apresentado por Bastos (2010).

3.2 DIMENSIONAMENTO DE PIVATTO (2014) PARA O REFORÇO À FLEXÃO COM CHAPA METÁLICA E COMPÓSITO DE FIBRA DE CARBON

Em seu estudo, Pivatto (2014), teve como objetivo elaborar uma comparação entre os métodos de reforço estrutural por adição de chapas metálicas, colagem de compósitos reforçados com fibras de carbono e protensão externa, identificando as vantagens e desvantagens de cada um. Foi descrito também o dimensionamento, segundo o método de Machado (2002) para o uso da chapa metálica e das fibras de carbono para duas vigas biapoiadas de concreto armado.

Com os resultados do dimensionamento, puderam ser feitas comparações entre a eficácia dos métodos de estudo, e que, muito mais do que a carga solicitada, a escolha de um determinado processo de reforço depende muito do local de aplicação, das condições da peça a se reforçar e do comportamento da estrutura global a que esta pertence.

A autora concluiu que caso a posição da linha neutra aumentasse (aumento do trecho comprimido da seção transversal) para um valor maior que o encontrado para a ruptura normalmente armada, a viga reforçada resistiria a um momento fletor ainda maior e estaria no modo de ruptura do domínio 3. Caso o aumento do momento fletor solicitante fosse maior que o acréscimo de 30% utilizado nos cálculos, a viga estaria em um modo de ruptura do domínio 3, apenas.

Os casos calculados para a viga com reforço por CRFC totalmente descarregada e para um descarregamento mínimo de 5,95%, houve um aumento na área de reforço no valor de 23,5% para este segundo caso. Demonstrando que uma grande economia pode ser feita caso se opte pelo descarregamento, já que o CRFC não é um material de baixo custo.

Para o caso da viga reforçada com chapa de aço, com 45% de sua carga aliviada foi possível a utilização de reforço com chapas metálicas com o valor exato da deformação limite alcançado pelo reforço, com uma área de material a se implantar na seção transversal da viga no valor de 8,887 cm².

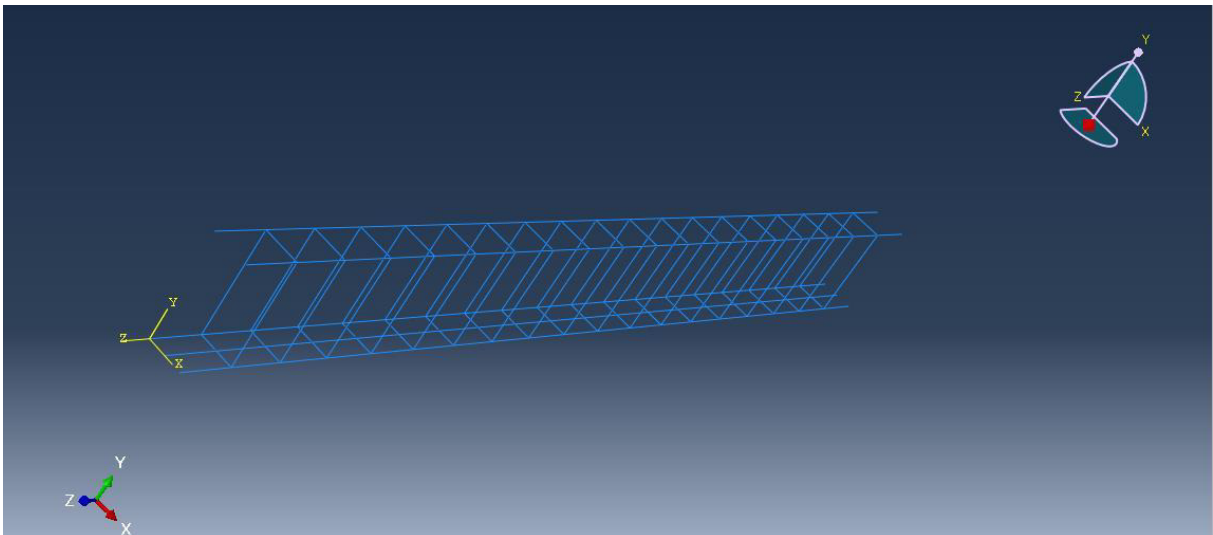
4. SIMULAÇÃO DO REFORÇO

A viga a ser estudada, foi ensaiada por KRAMER (2013), ela é biapojada tem uma base de 25 cm, altura de 65 cm, resistência característica do concreto de 25 MPa, composta por 3 ϕ 20 mm como armadura de tração (área total de 9,45 cm²) e 2 ϕ 12,5 mm como armadura de compressão (área total de 2,45 cm²). O vão da viga é de 600 cm, a tensão de escoamento do aço é de 500 MPa, a altura útil (d) é de 59,37 cm e a distância entre a fibra mais comprimida até o centro de gravidade da armadura superior é de 5,27 cm.

De acordo com KRAMER, esta viga resiste a um momento fletor inicial (M_{sdi}) de 23496,3 kN.cm e existe a necessidade de aumentar esta resistência em aproximadamente 30%, resultando em um momento fletor solicitante, posteriormente a implantação do reforço (M_{Sd}), de 30600 kN.cm. Os principais dados iniciais da viga em análise estão ilustrados na Figura 12 abaixo.

A armadura de aço imersa no interior do concreto corresponde a duas barras de 20mm na borda inferior e três barras de 12,5 mm na borda superior, sendo que os estribos são de ramos duplos com bitolas 6,3 mm. O cobrimento da armadura não foi especificado em KRAMER, adotando-se o valor de 4 cm.

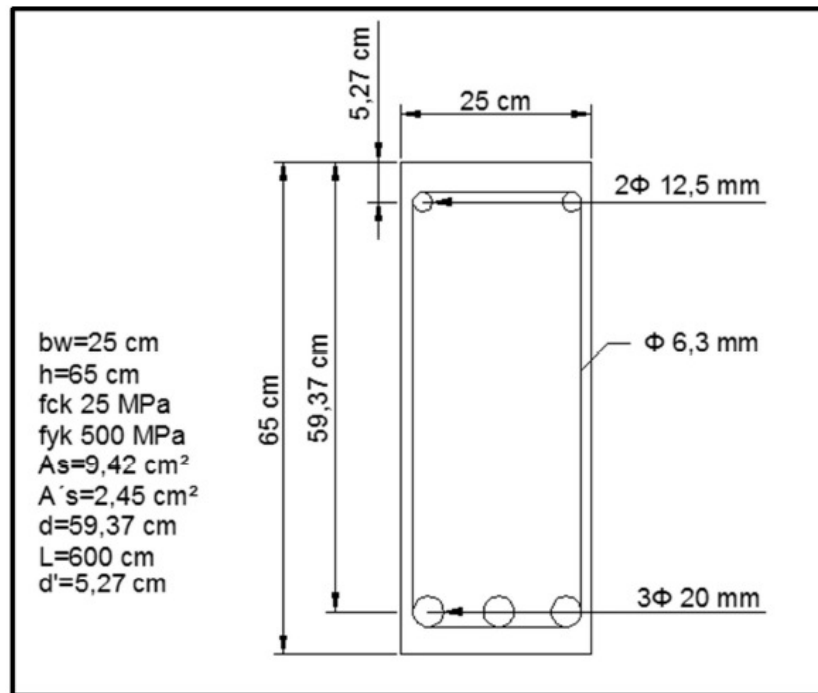
Figura 17 – Armadura imersa na viga.



Fonte - ABAQUS/CAE 6.13-1.

O dimensionamento do reforço com CFRP e chapa metálica da viga foi realizado por PIVATTO (2014), calculado segundo o método de Machado (2202) citado no capítulo 2.5.

Figura 18 – Características da viga.



Fonte – KRAMER, 2013.

Foram realizadas quatro simulações diferentes do mesmo problema, comparando os resultados com outros trabalhos realizados. Os modelos simulados são:

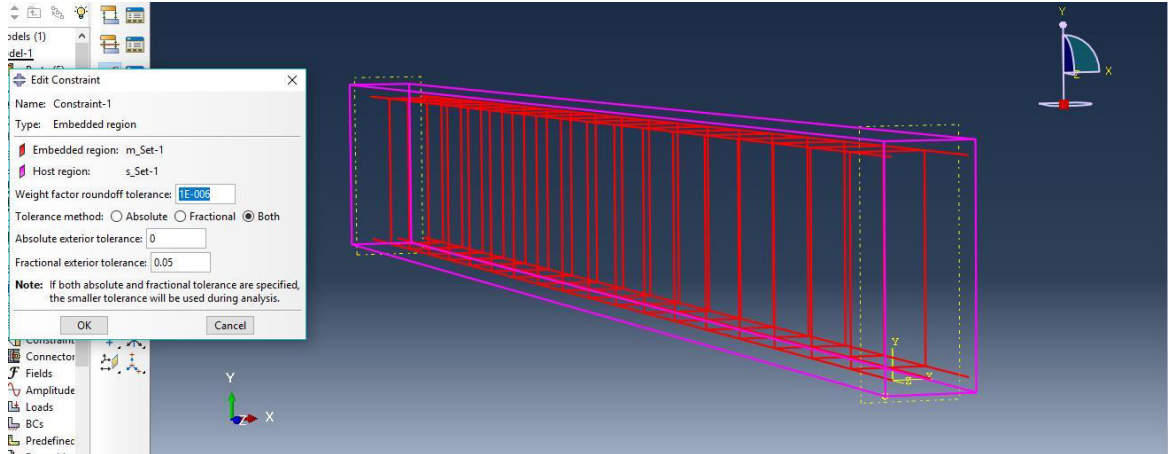
- I. Modelo tridimensional da viga de concreto sem reforço com momento inicial da peça aplicado.
- II. Modelo tridimensional da viga de concreto sem reforço com momento solicitante desejado aplicado.
- III. Modelo tridimensional aplicado da viga de concreto com reforço de compósito de fibra de carbono com momento solicitante desejado aplicado.
- IV. Modelo tridimensional aplicado da viga de concreto reforçada com chapa metálica com momento solicitante desejado aplicado.

Pretendeu-se obter dados sobre o comportamento de uma estrutura reparada e comparar os resultados com os dados de uma estrutura reparada e reforçada.

Para a condição de perfeita aderência entre a armadura e o concreto, foi utilizada a técnica de “*Embedded Region*” (Figura 19) disponível no ABAQUS®, ou seja, com esta técnica são criadas condições de vinculações entre as duas malhas de elementos finitos no qual há perfeita concordância de deslocamentos entre os elementos de concreto e aço. Para o concreto foram utilizados elementos lineares tetraédricos de quatro nós e com malha de 5 cm, e para a

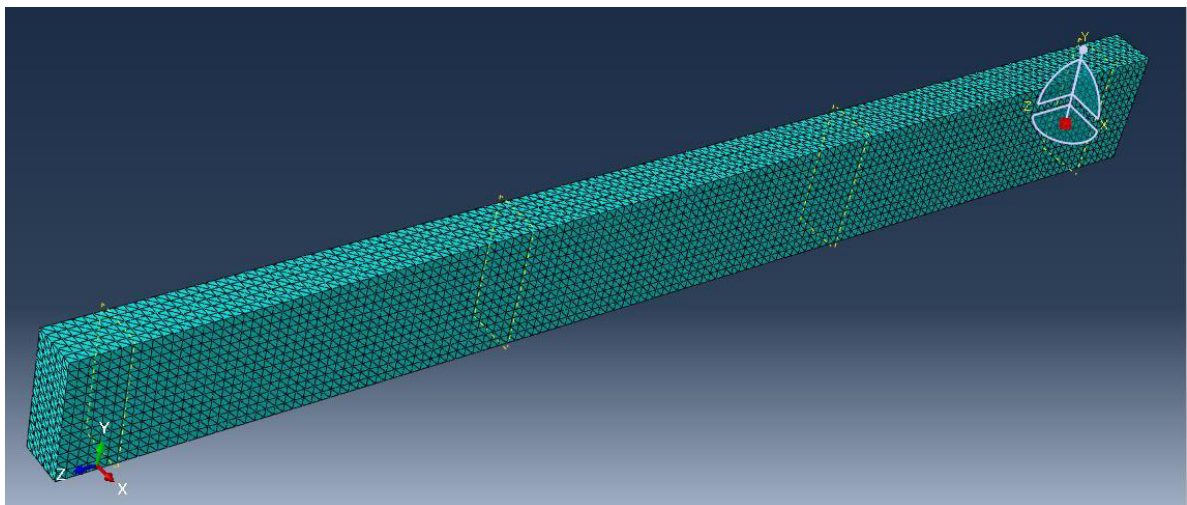
armadura elementos lineares de barra. A Figura 17 mostra a malha de elementos finitos utilizada no concreto.

Figura 19 – Aderência entre armadura e concreto



Fonte - ABAQUS/CAE 6.13-1

Figura 20- Malha da peça de concreto.



Fonte - ABAQUS/CAE 6.13-1.

O adesivo utilizado na análise é o 5M LETOXIT KFL 120, uma resina aderente que geralmente é utilizada em junções de componentes metálicos na indústria aeronáutica, especialmente em componentes de turbinas.

As propriedades mecânicas da cola estrutural são mostradas na Tabela 3. Os valores da energia de fratura para o Modo II e tensão de cisalhamento foram os únicos dados fornecidos pelo fabricante, adotando-se assim as mesmas propriedades para a direção normal (Samways (2013)).

Tabela 3 - Propriedades Mecânicas do adesivo LETOXIT.

Γ_N (N/mm)	Γ_S (N/mm)	σ_n^0 (MPa)	τ_s^0 (MPa)
4	4	36	36

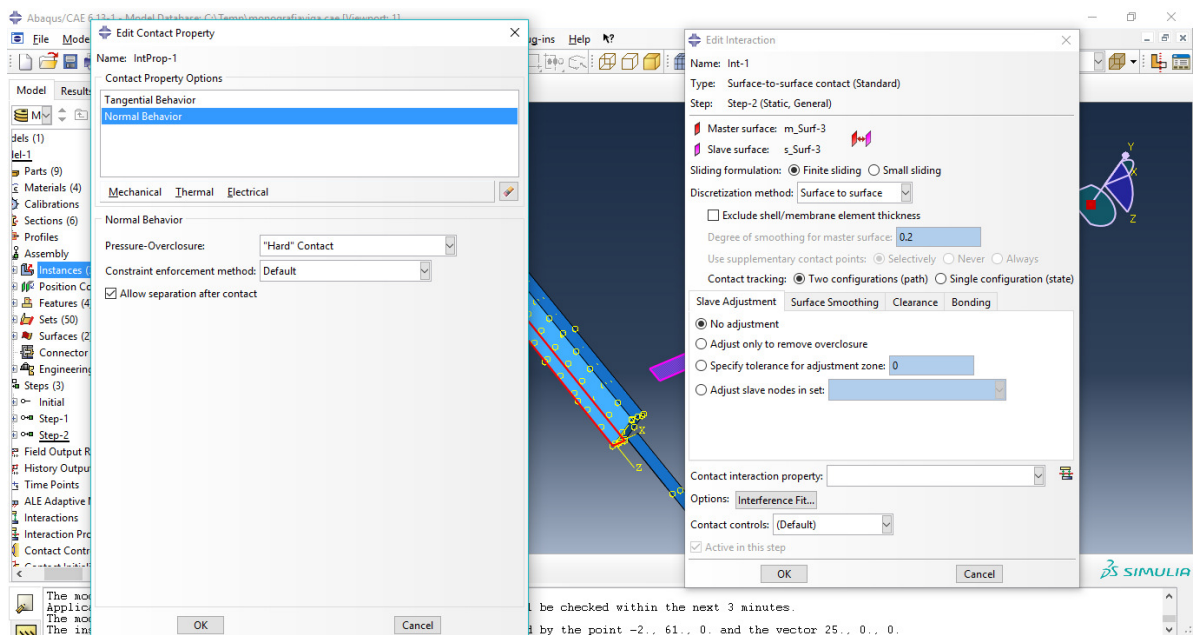
Fonte – 5M, 2017.

Primeiramente, para validação dos modelos desenvolvidos, optou-se por reproduzir da forma mais idêntica possível o modelo de Samways (2013). Como o modelo de Samways (2013) também foi desenvolvido no ABAQUS®, adotou-se no presente trabalho as mesmas considerações que o autor de referência. Este modelo possui malha cúbica do elemento coesivo de 0,25mm.

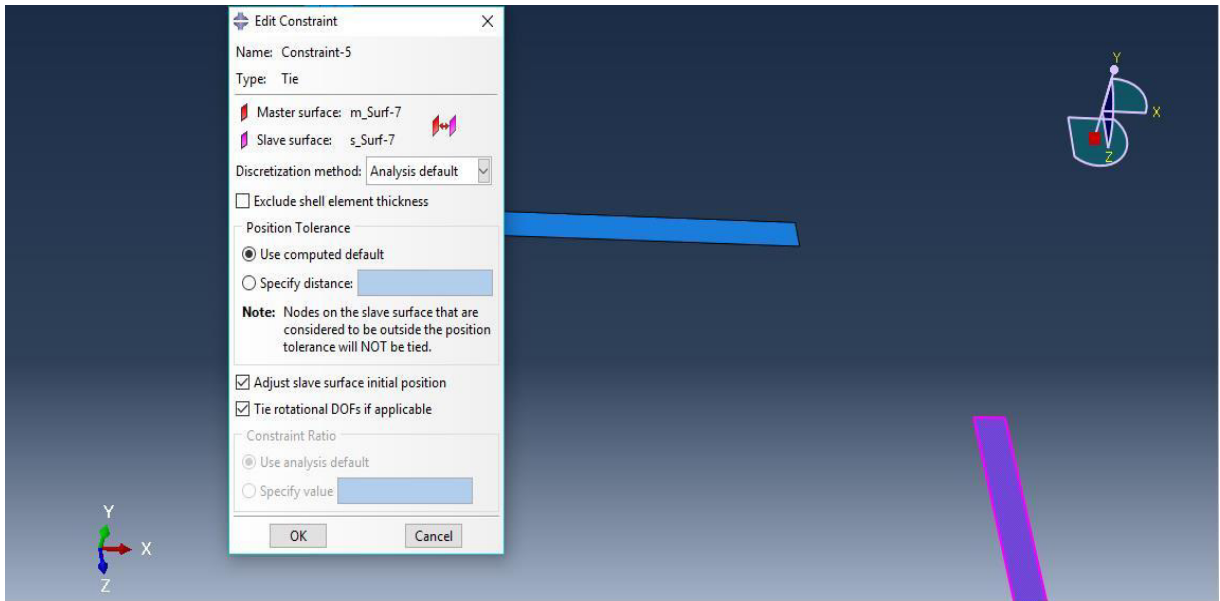
Com as propriedades geométricas estabelecidas, o valor da rigidez de penalidade K_0 pode ser calculado, sendo de $K_{11} = K_{22} = K_{33} = 10e^6 \text{ N} / \text{mm}^3$, conforme as considerações de Caminho & Davila (2002). O valor adotado para a energia da fratura é de 1.719 N/mm. Este é o parâmetro para a evolução do dano, o valor de σ_n^0 é igual à 80 Mpa e de τ_s^0 é 100 Mpa.

A adesão entre a viga de concreto e a cola foi imposta através da opção de *constrain* “TIE” do ABAQUS®, definindo-se as superfícies “master” e “slave”. Esta condição de *constrain* estabelece que haja união perfeita entre o adesivo e a chapa metálica, não podendo haver descolamentos relativos nestas superfícies.

Figura 21 – Adesão entre concreto e cola.



Fonte - ABAQUS/CAE 6.13-1.

Figura 22 - Adesão entre concreto e cola.

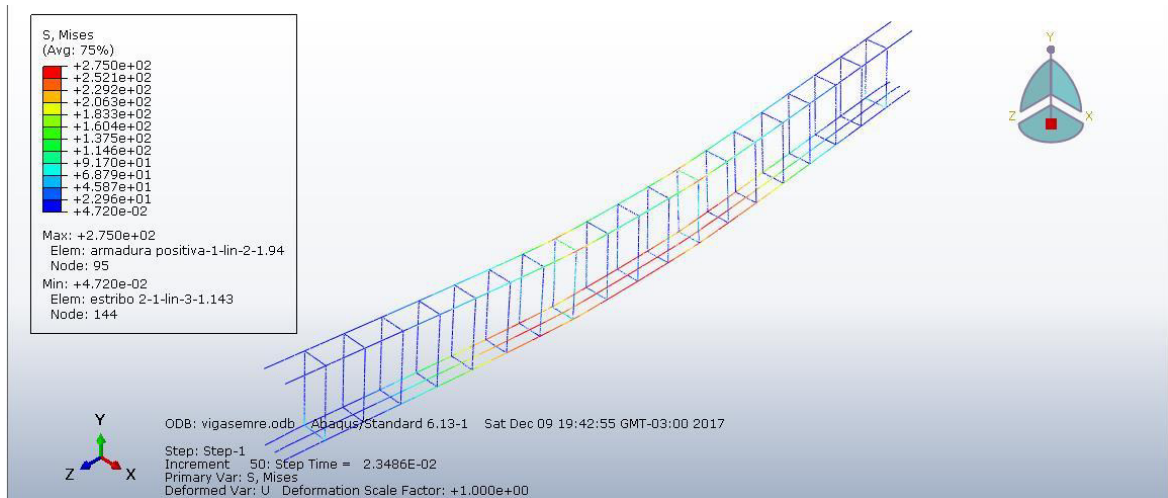
Fonte - ABAQUS/CAE 6.13-1.

5. RESULTADOS E DISCURSÃO

5.1 VIGA SEM REFORÇO

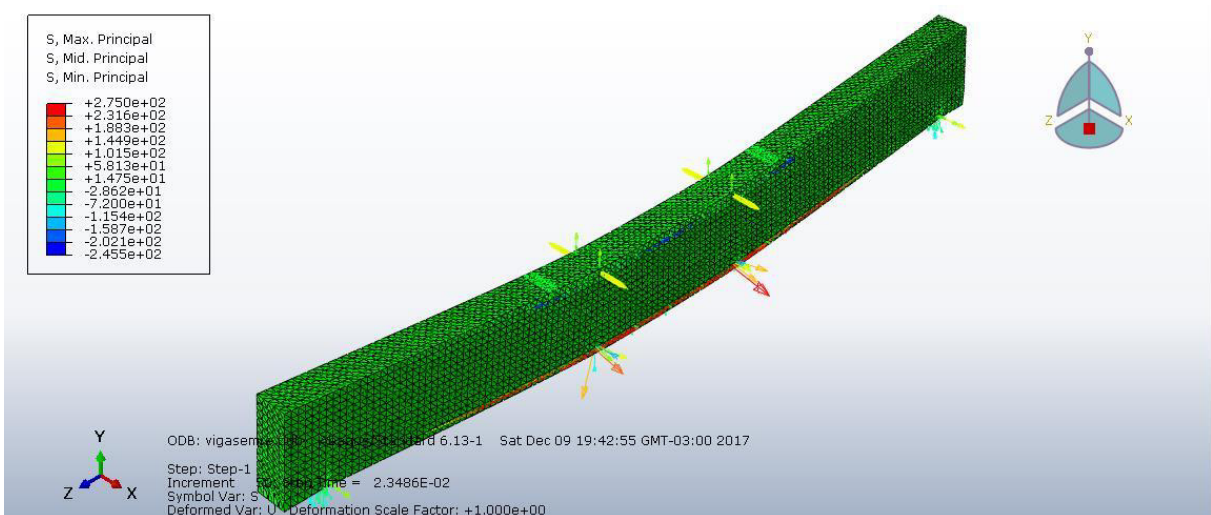
Antes de definir os modelos com reforço, serão apresentados os resultados obtidos com as simulações da viga de concreto armado sem reforço representada nas Figuras 23 e 24 (vigas de referência) comparando-se os resultados obtidos com os modelos utilizando reforço.

Figura 23 - Diagrama de tensão da viga sem reforço com solicitação inicial de 23496,3 kN.cm.



Fonte - ABAQUS/CAE 6.13-1.

Figura 24 - Diagrama de tensão principal da viga sem reforço com solicitação inicial de 23496,3 kN.cm.

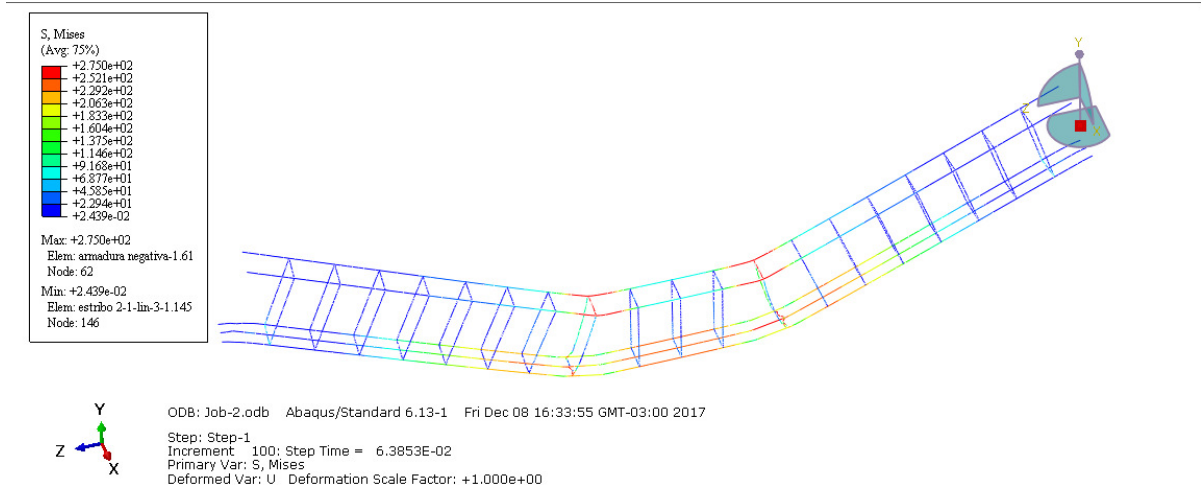


Fonte - ABAQUS/CAE 6.13-1.

Antes de receber o reforço, a capacidade da armadura de compressão não estava sendo toda utilizada, mas toda a armadura de tração estava sendo solicitada, sendo que no caso da

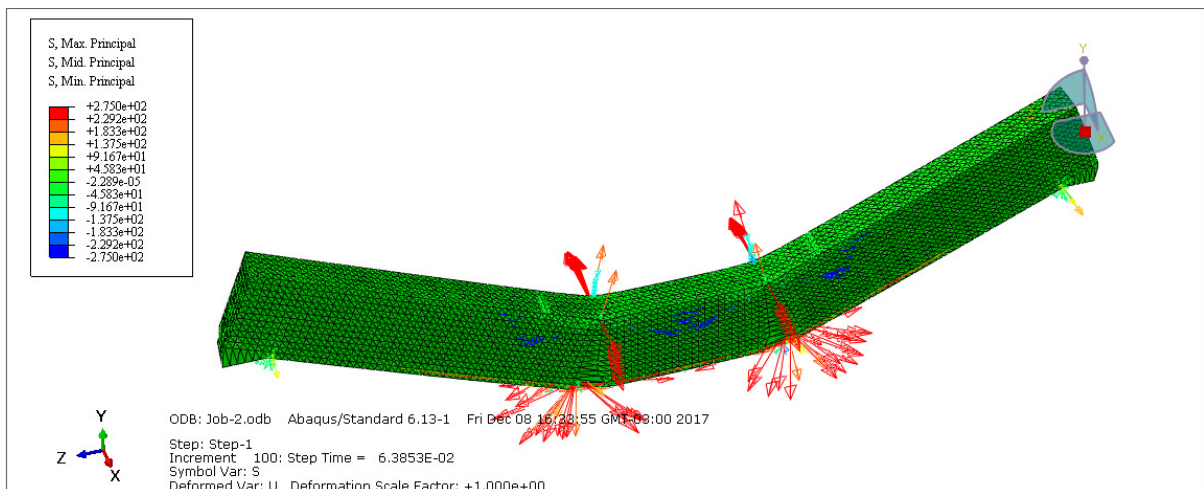
viga recebendo uma solicitação maior que os 23496,3 kN.cm, a armadura de tração ultrapassou a deformação limite de escoamento de 1% e iniciou o processo de ruptura.

Figura 25 - Diagrama de tensão da viga sem reformo com solicitação de 30600 kN.cm.



Fonte - ABAQUS/CAE 6.13-1.

Figura 26 - Diagrama de tensão principal da viga sem reformo com solicitação de 30600 kN.cm.



Fonte - ABAQUS/CAE 6.13-1.

Como toda a capacidade da armadura de tração estava sendo utilizada, esta viga não poderia suportar carga maior visto que, nesse caso, a armadura de tração inicia processo de ruptura. Para que isto fosse possível, deveria ser aumentada a área de armadura de tração.

5.2 REFORÇO COM CFRP

Os motivos da utilização de reforço de fibra de carbono em vigas de concreto armado já foram apontados anteriormente, apresentando-se agora o procedimento de modelagem computacional utilizado neste trabalho.

Os materiais escolhidos para o reforço desta viga foi o Compósito de Fibra de Carbono MBrace CF130 (MACHADO, 2002) com propriedades:

- Módulo de elasticidade (E_R) de 22700 KN/cm²;
- Deformação máxima dada pelo fabricante (ϵ_{ru}^*) de 1,7%;
- Espessura do reforço (e) de 0,165 mm;
- Resistência máxima de tração, dada pelo fabricante (f_{Ru}^*) de 3800 MPa.

As propriedades mecânicas da fibra escolhida estão apresentadas na Tabela 4, abaixo.

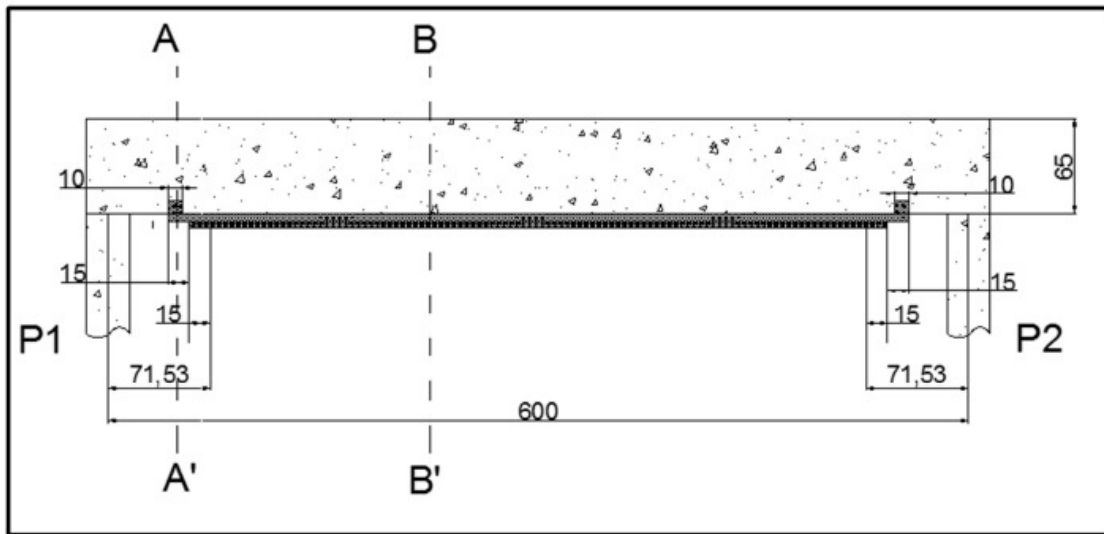
Tabela 4 - Características físicas da fibra de carbono CF - 130 Mbrace.

Características do produto	cf – 130
Apresentação em rolos	0,60 m x 81,00 m
Área	48,60 m ²
Peso por área	300 G/m ²
Espessura nominal	0,165 mm/lâmina
Resistência máxima à tração	3800 MPa
Modulo de elasticidade	227 GPa
Resistência máxima na largura	0,625 KN/ mm/ lâmina
Deformação máxima	1,67%

Fonte - MACHADO (2006), REFERENCIANDO CATÁLOGO MBRACE.

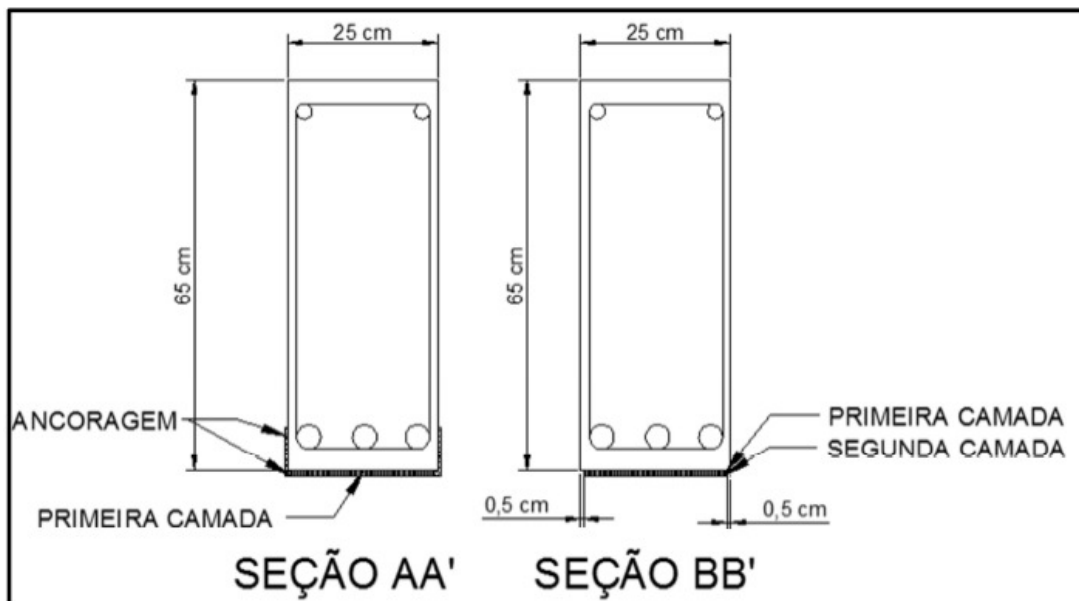
De acordo com os cálculos elaborados por PIVATTO (2014), a viga de estudo com um aumento de 30% de seu momento fletor solicitante sustentado por meio do reforço com fibra de carbono (CRFC) e com o alívio de cargas inicial, é ilustrada conforme as Figuras 15 e 16, a seguir.

Figura 27 - Detalhe longitudinal da viga de kramer (2013) com reforço por CFC, com alívio de cargas. Medidas em cm.



Fonte – PIVATTO, 2014.

Figura 28 - Seção AA' e BB' da viga de kramer (2013) reforçada com crfc, com descarregamento.

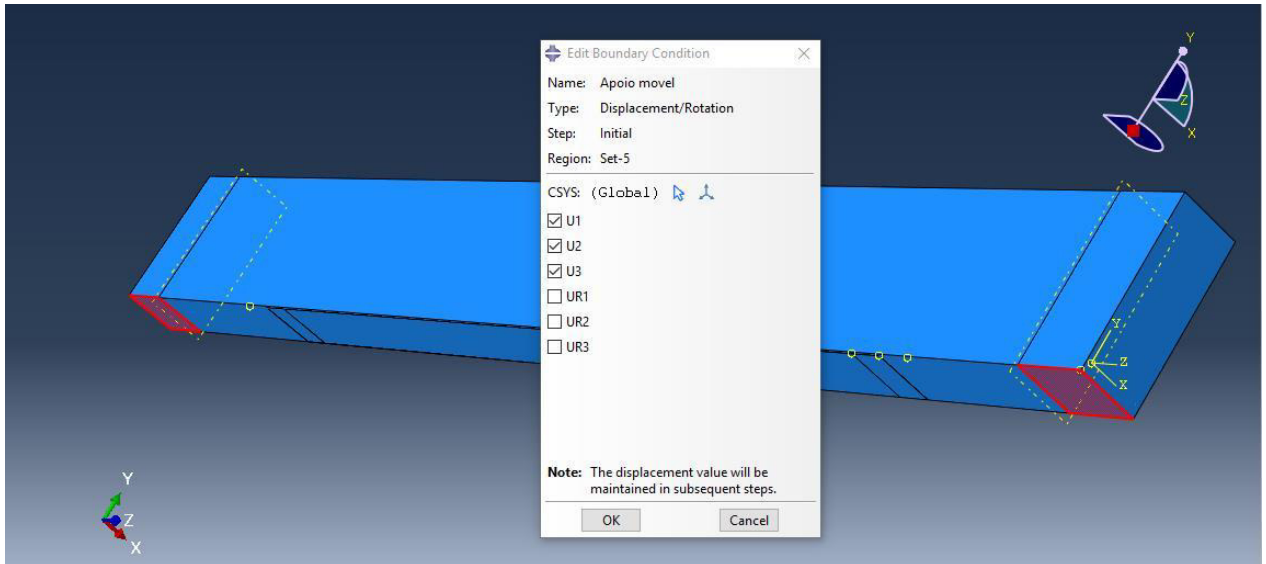


Fonte – PIVATTO, 2014.

Para as vigas tridimensionais, os apoios não foram considerados apenas como uma linha de pontos nas extremidades da viga, mas sim em uma pequena região perto das extremidades, como pode ser visto na Figura 29. Isso se deve ao fato das cargas concentradas

em elementos tridimensionais provocarem distorções de malha que podem afetar os resultados. A largura considerada para este apoio foi de 30 cm.

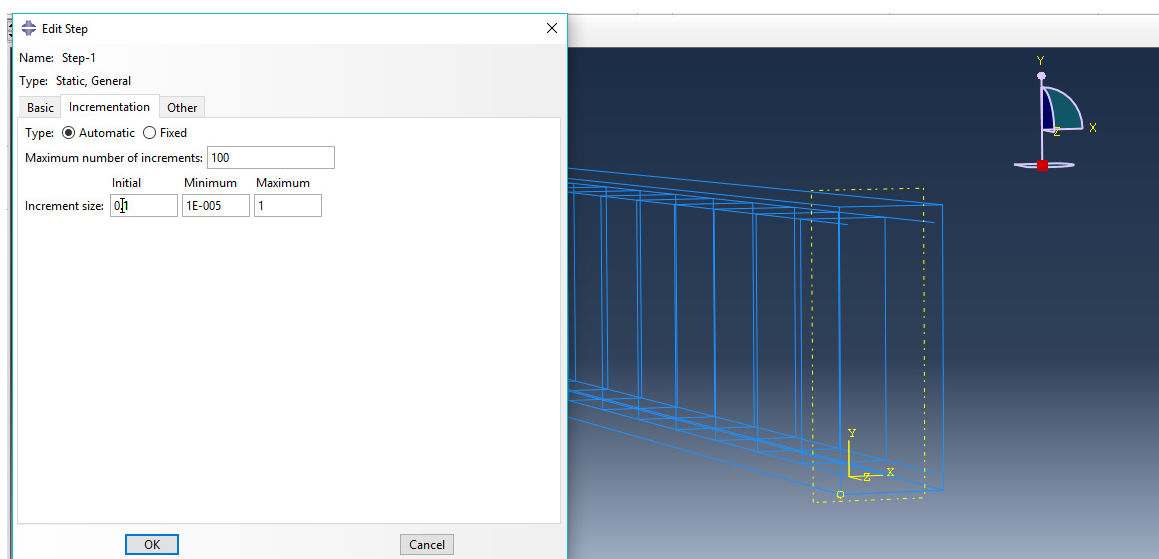
Figura 29 - Região de apoio na extremidade da viga.



Fonte – ABAQUS/CAE 6.13-1

Para diminuir o tempo de processamento do modelo numérico, foi utilizado um “*Time size*” de 0.1 segundos, o número de incrementos foi 100, a frequência no “*Field Output*” e “*History Output*” foi de 30.

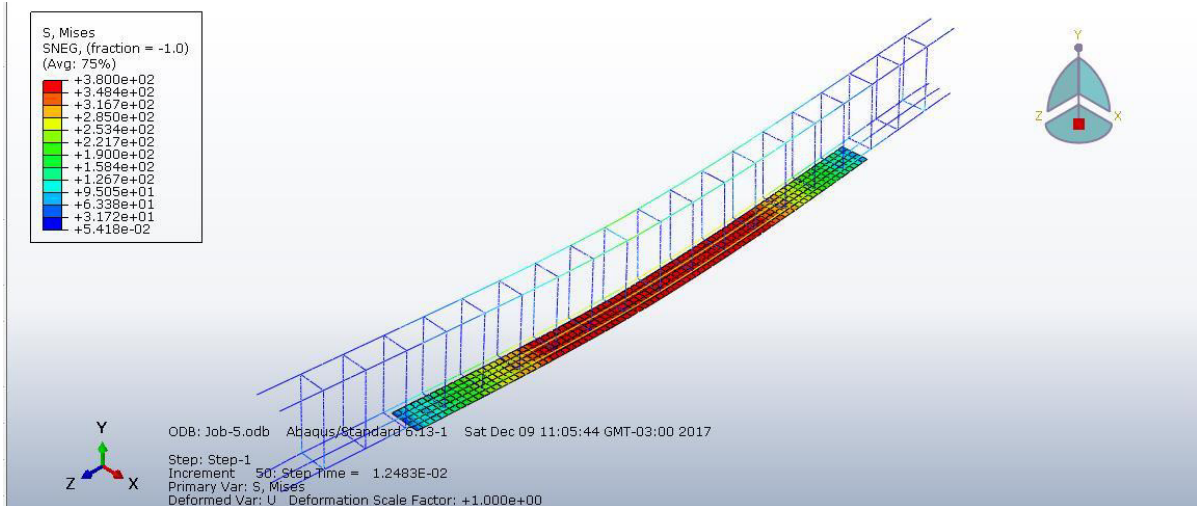
Figura 30 – Número de incrementos e tempo utilizados para reduzi o tempo de análise.



Fonte – ABAQUS/CAE 6.13-1

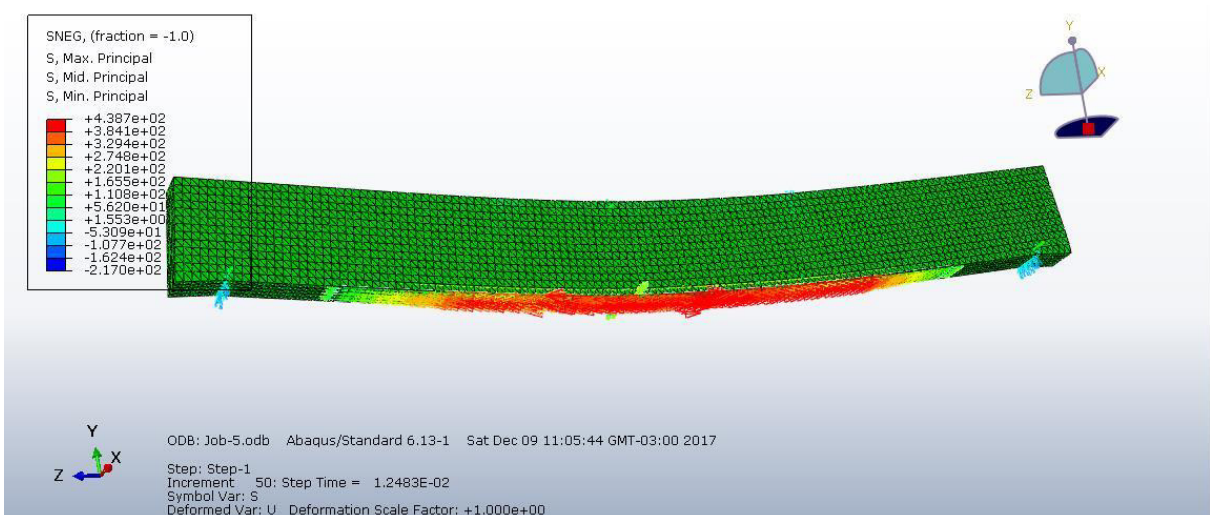
Com a aplicação do reforço, os resultados (Figura 31 e 32) mostram que esta viga passou a suportar uma carga com a utilização de toda a capacidade resistente das armaduras de tração e de compressão, sem permitir que a armadura de tração iniciasse ruptura.

Figura 31 - Diagrama de tensão da viga com reforço de CFRP com solicitação de 30600 kN.cm.



Fonte – ABAQUS/CAE 6.13-1

Figura 32 - Diagrama de tensão principal da viga com reforço de CFRP com solicitação de 30600 kN.cm.



Fonte – ABAQUS/CAE 6.13-1

Observa-se que a viga reforçada com dois laminados de compósito de fibra de carbono aumentou a capacidade de carga da viga de referência em até 38%.

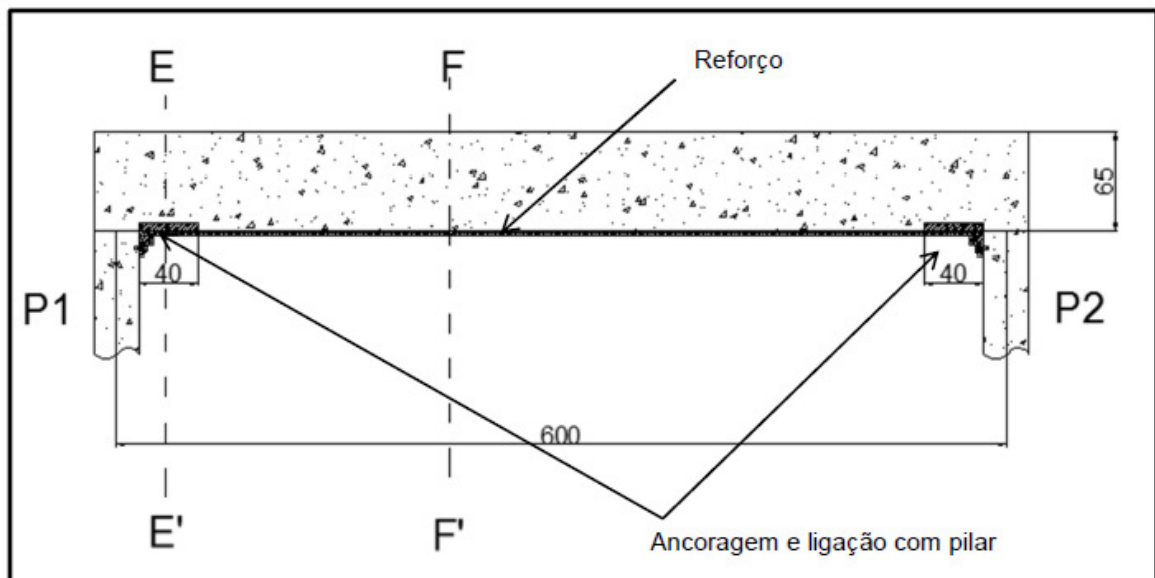
5.3 REFORÇO COM CHAPA METÁLICA

- Chapa metálica MR250 com propriedades (Santos, 2008):
 - Tensão de escoamento f_yR de 25 kN/cm²;
 - Módulo de elasticidade da chapa ER de 20000 kN/cm²;
 - Deformação limite de escoamento (ϵ_{ry}) de 1%;
 - Deformação de início de escoamento de 0,1035%;
 - Fator de minoração da tensão de escoamento (γR) de 1,15.

Conforme a autora os cálculos elaborados para o reforço com chapa metálica, pode-se exemplificar como ficaria a viga reforçada com a chapa metálica, com 45% de descarregamento, ou seja, com momento solicitante de 12720,31 kN.cm.

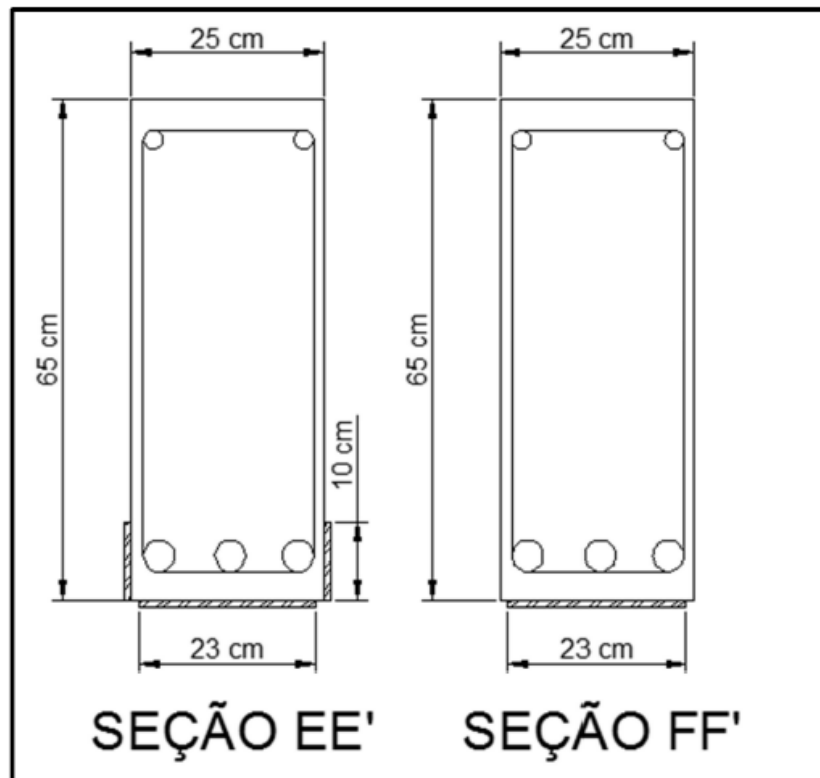
No entanto foi utilizado o reforço como se a viga estivesse totalmente descarregada a fim de verificar a atuação do reforço neste caso.

Figura 33 - Detalhe longitudinal da viga de Kramer (2013) com reforço por adição de chapas metálicas, sem descarregamento. Medidas em cm.



Fonte – PIVATTO, 2014.

Figura 34 - Seções EE' e FF' da viga de Kramer (2013) com reforço com chapas metálicas, sem descarregamento.



Fonte – PIVATTO, 2014.

Segundo PIVATTO (2017), o descarregamento total da peça para instalação de reforço por chapa metálica, não se tornou possível esta aplicação. Isto porque o aço tem uma deformação de escoamento muito menor que a do CRFC (1% para o aço e 1,42% para o CRFC) e, como a viga em questão foi dimensionada com ruptura normalmente armada, a deformação da chapa alcançou o limite de escoamento.

Para ALFAIATE (1986), as buchas metálicas reduzem o risco de descolamento da chapa nas regiões de ancoragem, mas devem ser introduzidas o mais próximo possível das extremidades da viga, sob pena de não originarem qualquer benefício.

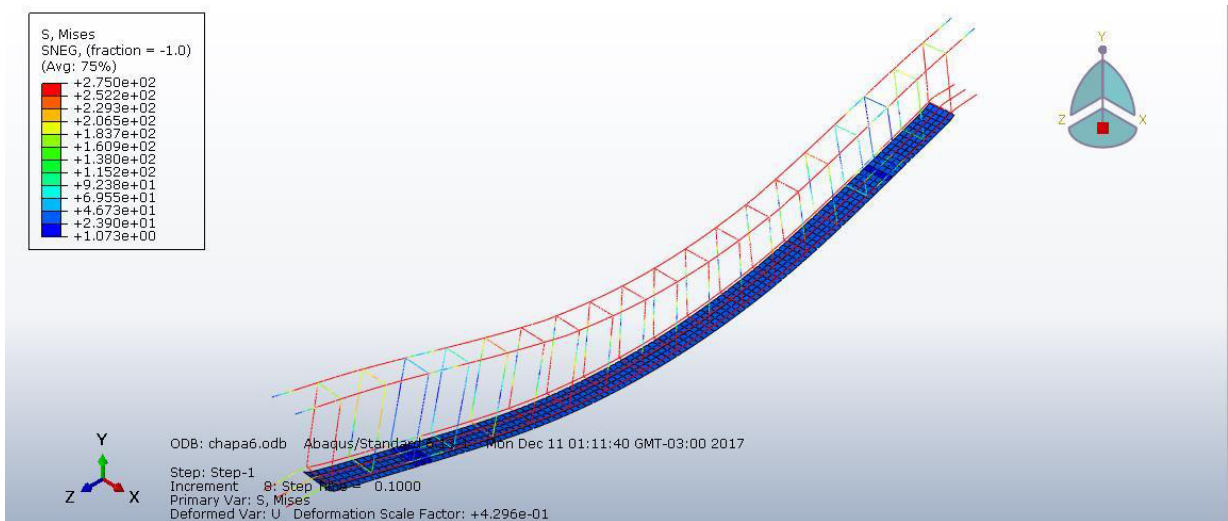
PIVATTO (2017) em seu trabalho recomenda o uso de parabolts para ancorar o reforço, nessa modelagem não será utilizado, a chapa será fixada apenas com a cola 5M LETOXIT KFL 120.

Na dissertação de CAPAGNOLO (1997), o uso de parafusos neste tipo de reforço foi introduzido por uma questão operacional, sendo responsáveis por manter a chapa na posição correta e sob pressão até o endurecimento da formulação epóxi e não sendo mais necessários após o endurecimento da resina. Entretanto, como o adesivo epóxi pode se deteriorar se exposto a elevadas temperaturas, os parafusos devem ser mantidos para minimizar o risco de colapso

da estrutura no caso de incêndios. Inclusive, de acordo com algumas referências, recomenda-se o dimensionamento do número e do diâmetro dos parafusos para resistir à carga total do reforço, desprezando a colaboração da resina, delegando a estes elementos uma função estrutural. Por este motivo, CAMPAGNOLO levantou dúvidas a respeito da real necessidade da resina no reforço, uma vez que a reabilitação fica com resistência superior à necessária, e se propôs a investigar esta questão.

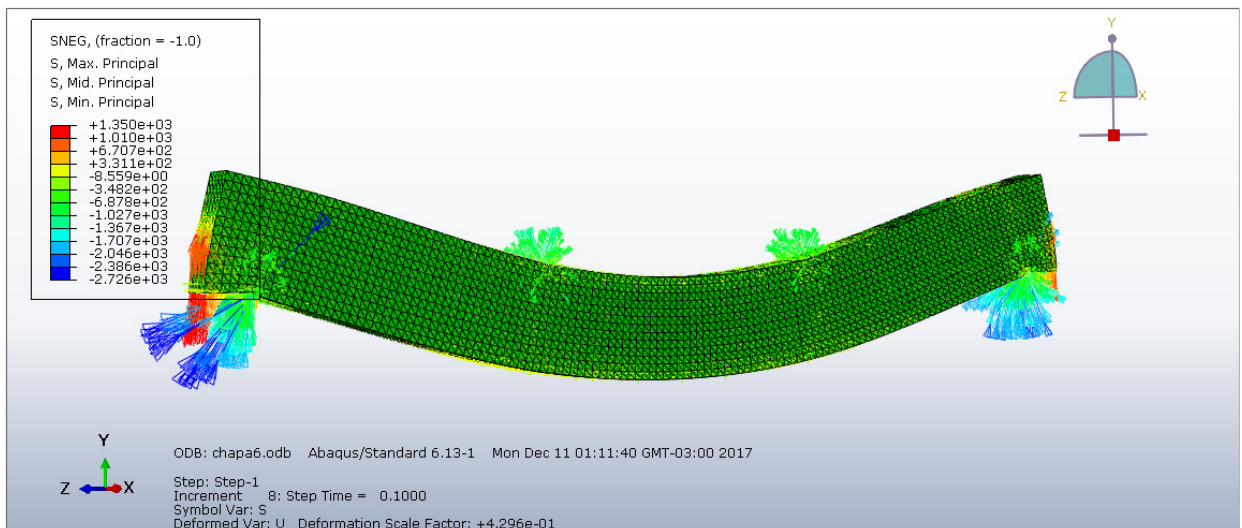
Na Figura 35 a armadura de tração e compressão estão com toda sua capacidade sendo utilizada, diferente que se pode observar na viga reforçada com CFRP.

Figura 35 - Diagrama de tensão da viga com reforço de chapa metálica com sollicitação de 30600 kN.cm.



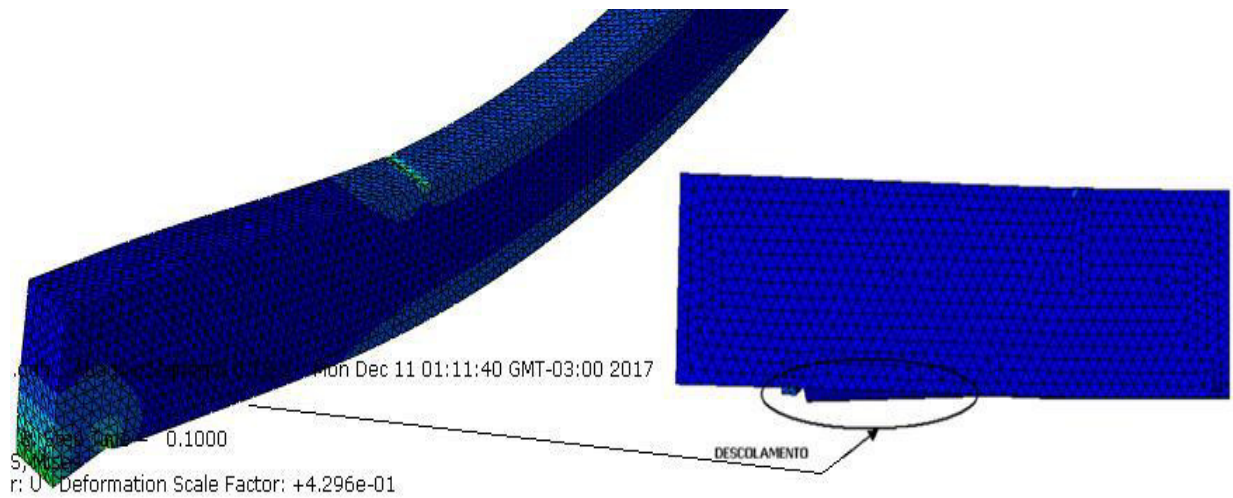
Fonte – ABAQUS/CAE 6.13-1

Figura 36 - Diagrama de tensão principal da viga com reforço de chapa metálica com sollicitação de 30600 kN.cm.



Fonte – ABAQUS/CAE 6.13-1

Figura 37 – Descolamento da chapa metálica do concreto



Fonte – ABAQUS/CAE 6.13-1

As figuras acima comprovam que para o caso de alívio total da carga o reforço com chapa metálica para a viga de KRAMER não colabora para a resistência de carga da peça. Houve um descolamento da chapa devido à deformação excessiva da viga. Caso tivesse sido utilizado os parabolts como recomendado por PIVATTO, poderia ocorrer ruptura da chapa metálica.

6. CONCLUSÃO

O sistema de reforço de estruturas com CFRP ou chapas de aço aderidos externamente é uma técnica relativamente simples que permite o aumento da capacidade resistente dos componentes de uma estrutura. Cuidados especiais devem ser tomados na sua execução, com especial atenção para a preparação das superfícies que receberão o reforço, devendo-se sempre seguir as recomendações dos fabricantes para se ter um bom desempenho do sistema.

Quando reforçada com chapa metálica, esta viga apresentou problemas com o descarregamento total, pois a chapa teve sua deformação ultrapassando o limite de escoamento. Isto pode ser justificado pelo fato de esta viga não estar no limite dos domínios 2 e 3 como a de Kramer (2013), apresentado nos cálculos de PIVATTO.

Com a aplicação do reforço de compósito de fibra de carbono, esta viga com alívio total de carga, passou a suportar uma carga com a utilização de toda a capacidade resistente das armaduras de tração e de compressão, sem permitir que a armadura de tração iniciasse ruptura.

No entanto, é importante frisar a dificuldade de execução do processo de descarregamento. É conveniente a elaboração de um projeto de disposição, distribuição e especificação das escoras e/ou macacos hidráulicos utilizados, juntamente com o projeto de execução do reforço estrutural. Além disso, com o descarregamento existe uma dificuldade maior durante a aplicação do reforço estrutural do que sem o alívio das cargas. Isto porque no momento em que o material de reforço é aplicado na estrutura, as escoras e/ou os macacos hidráulicos estão dispostos sob ela, muitas vezes ocupando o mesmo espaço que o material de reforço ocupará. Deste modo, é importante prever esta dificuldade de execução durante a fase de projeto, analisando processos de execução do alívio da carga de uma peça sem comprometer o processo executivo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

5M. (2017). Disponível em < <http://www.5m.cz>>. Acesso em 15/10/2017.

Abaqus Benchmarks Manual 6.13.1. Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA.

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto armado** – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 7480:2007 – Barra e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado** – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 9062:2017 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.** – Procedimento. Rio de Janeiro, 2017.

AHMAD, W.A. et. al. **Method of Rehabilitation of Structural Beam Elements Using Ferrocement.** Journal of Ferrocement. v.21, nº 3, July. 1991.

ALFAIATE, J. **Reforço por adição de elementos metálicos em vigas de betão armado - flexão simples.** Lisboa. Dissertação (Mestrado) - CMEST/IST, Portugal. 1986.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures (ACI 440.2R).** Farmington Hills, 2008.

_____. **ACI 318:2002 – Building code requirements for structural concrete and ACI 318R/02 – Commentary.** 2002.

APPLETON, J.; GOMES A. **Reforço de estruturas de betão armado por adição de armaduras exteriores.** Revista Portuguesa de Engenharia em Estruturas, número 41. Portugal, 1997.

BRANCO, F. G. **Reabilitação e reforço de estruturas.** Notas de aula (Mestrado em Engenharia Civil), Instituto Superior Técnico, Portugal, 2012.

BRESSON, J. **Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures,** Annales de l'ITBTP, série BBA/116, Paris, 1971.

CAMINHO, P. P. & DAVILA, C. G. **Mixed-Mode decohesion finite elements for the simulation of delamination in composite materials**. NASA Technical Paper, Report No. TM-2002-211737, 2002.

CAMPAGNOLO, J.L, CAMPOS FILHO, A. & SILVA FILHO, L.C.P. **Estudo do comportamento estrutural e do problema de ancoragem em vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas**. In: XXVI JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL. Montevideo, Uruguay, novembro 15-19, 1993.

CAMPAGNOLO, J.L; CAMPOS FILHO, A.; SILVA FILHO, L.C.P. **Alternativas para reforço de vigas de concreto armado: estudo teórico e experimental**. In: XXVIII JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUCTURAL, São Carlos, SP, Brasil, setembro 01-05, 1997.

CÁNOVAS, M.F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. São Paulo, Pini. 1998.

CLÍMACO, J.C.T. **Repair of Structural Concrete Involving the Addition of New Concrete**, Londres, Tese (Doutorado)-Polytechnic of Central London, U.K. 1990.

ESTRUTURANDO CIVIL,<http://estruturandocivil.com.br/>

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **Externally bonded FRP reinforcement for RC structures**. Lausanne, Bulletin 14, 2001.

FERRARI V. J. PADARATZ I. J., LORIGGIO D. D. **Reforço à flexão em vigas de concreto armado com manta de fibra de carbono: mecanismos e sistemas de ancoragem**. In: XXX Jornadas Sul-americanas de Engenharia estrutural, 2002, Brasília. Jornadas Sul-americanas de engenharia estrutural, 2002.

FERRARI V. J. PADARATZ, I. J. **Modo de preparação de superfície de concreto de vigas para execução de reforço à flexão com fibras de carbono**. Revista Científica de periodicidade semestral do Programa de Iniciação Científica do CESUMAR, Centro Universitário de Maringá, Maringá, 2004.

GARCEZ, M. R. **Alternativas para melhoria do desempenho de estruturas de concreto armado reforçadas pela colagem de polímeros reforçados com fibras**. 267 p.Tese

(Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

H TECNIC – CONSTRUÇÕES LTDA. Lisboa, Portugal, 2007. Disponível em < <http://www.htecnic.pt/obra.php?id=276>>. Acesso em 17/06/2017.

KRAMER, V. C. **Estudo sobre aplicação da protensão externa como reforço estrutural em vigas simples de concreto armado.** 90f. TFC – Universidade Federal do Paraná, Paraná, 2013.

LIMA, N. dos S. **Uso de estruturas metálicas em reforço estrutural de vigas de madeira. Artigo Científico.** Departamento de Construção Civil e Transportes, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

MACHADO, A. de P. **Reforço de estruturas de concreto armado com fibras de carbono.** 282 p.1 Ed., São Paulo, 2002.

MACHADO, A. de P. **Manual de reforço das estruturas de concreto armado com fibra de carbono.** 120 p. 2011.

MORAIS, M. C. **Reforço de vigas de concreto.** Rio de Janeiro, Dissertação (Mestrado) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. 1997.

NAKAMURA, J. **Reparo, Reforço e Recuperação de Concreto.** Técnica, São Paulo, 2009. Disponível em: < <http://techne.pini.com.br/engenhariacivil/146/concreto-reparo-reforco-e-recuperacao-de-concreto-285462-1.aspx>>. Acesso em 09/06/2017.

ONG,K.C.G.; PARAMASIVAM, K.C.G.; LIM,C.T.E. **Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams.Using Ferrocement Laminates.** Journal of Ferrocement. v.22, nº 4, p.331-342. 1992.

PARAMASIVAM, K.C.G.; LIM,C.T.E. **Ferrocement Laminates for Strengthening RC T-Beams.** Cement & Concrete Composites v.16, p.143-52. 1993.

PERELLES, D. H. **Estudo analítico do comportamento de uma viga biapoiada de concreto armado reforçada com um compósito de fibra de carbono.** 151 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia da Construção Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2013.

PIANCASTELLI, E.M.; CALIXTO, J.M.F. **Comportamento estrutura, a baixa idade, de vigas de concreto armado reforçadas através do aumento das seções de concreto e aço.**

In: XXVII JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL. Tucumán, Argentina, setembro 18-22, 1995.

PIANCASTELLI, E.M.; CALIXTO, J.M.F. **Comportamento estrutura, a baixa idade, de vigas de concreto armado reforçadas através do aumento das seções de concreto e aço.** In: XXVII JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL. Tucumán, Argentina, setembro 18-22, 1995.

PIVATTO, A.B. **Reforço estrutural à flexão para viga biapoiada de concreto armado por chapas metálicas e compósito reforçado com fibras de carbono.** Monografia (Curso de Engenharia Civil) – Universidade Federal do Paraná. 2014.

REIS, A. P. A. **Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho.** 239p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

REIS, L. S. N. **Sobre a recuperação e reforço de estruturas de concreto armado.** 114 p. Tese (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

RIBEIRO, F. L. **Análise numérica de tensões de junta compósita adesiva do tipo sobreposta simples.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2007.

RODRIGUES, J. C. **Chapa Colada - o reforço estrutural limpo e econômico.** Recuperar, p. 7-10. setembro/outubro, 1994.

RODRIGUES, F.L. **Estudo do dimensionamento do reforço por encamisamento aplicado a vigas de concreto armado.** Rio de Janeiro, Dissertação (Mestrado). UFF, Universidade Federal Fluminense.1996.

SAIDI, M.; VRONTINOS, S.; DOUGLAS; B. **Model for the response of reinforced concrete beams strengthened by concrete overlays.** ACI Structural Journal. v. 87, nº 6, nov/dez.1990.

SAMWAYS, M. C. **Análise Numérica de juntas adesivadas pelo Método dos Elementos Finitos considerando o início e a evolução do dano.** Dissertação (Mestrado). Pontifícia Universidade Católica do Paraná, 2013.

SANTOS, P. M. **Comparação de chapas de aço e fibras de carbono em vigas de concreto armado submetidas à flexão simples.** 61p. TFC – Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, 2008.

SHARMA, A.K. **Test of Reinforced Concrete Continuous Beams Repair with and without Fibro-Concrete.** Concrete International. Mar. 1992.

SILVEIRA, S.S. **Dimensionamento de vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas com resina epoxi.** Rio de Janeiro, Dissertação (Mestrado). UFF, Universidade Federal Fluminense. 1997.

SOUTO FILHO, M. V. **Modelagem numérica de reforço estrutural em vigas de concreto armado.** 110 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

SOUZA, R.H.F. **Análise do Comportamento de vigas de betão armado reforçadas à flexão e ao esforço transversal.** Lisboa, Tese (Doutorado) - Universidade Técnica de Lisboa. 1990.

SOUZA, V.C.M. de, RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto.** Editora PINI, São Paulo, 1998.

TECHNIQUES: Soluções em engenharia. Curitiba, PR. 2017. Disponível em <<http://techniques.com.br/reforco-em-marquises/>> Visualizado em 06/01/2018.

TEIXEIRA JUNIOR, S.V. **Reparos de vigas de concreto armado em cisalhamento**. Rio de Janeiro, Dissertação (Mestrado). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. 1994.

ZIRABA, Y.N. et al. **Guidelines toward the design of reinforced concrete beams with external plates**. ACI Structural Journal. v.91. n° 6. p.639-646. nov/dec. 1994.