

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Jéssica Bandeira Moraes

**REFORÇO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO:
COMPARATIVO DE CUSTOS E CONSUMO DE MATERIAL
ENTRE USO DE CHAPAS DE AÇO E DE FIBRA DE
CARBONO**

Porto Alegre
Dezembro, 2017

JÉSSICA BANDEIRA MORAES

**REFORÇO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO:
COMPARATIVO DE CUSTOS E CONSUMO DE MATERIAL
ENTRE O USO DE CHAPAS DE AÇO E DE FIBRA DE
CARBONO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Roberto Domingo Rios

Porto Alegre
Dezembro 2017

JÉSSICA BANDEIRA MORAES

**REFORÇO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO:
COMPARATIVO DE CUSTOS E CONSUMO DE MATERIAL
ENTRE O USO DE CHAPAS DE AÇO E DE FIBRAS DE
CARBONO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela professora Relatora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 21 de Dezembro de 2017

Prof. Roberto Domingo Rios
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Ângela Gaio Graeff
Prof. PhD pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. José Rafael Yopez Aguirre (ULA)
Me. pela Universidad dos Andes

Dedico este trabalho a meus pais, Rogério e Sirlei, e ao meu irmão, Rogério Jr., que sempre me apoiaram e estiveram ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Nossa Senhora Aparecida e a Deus por terem me dado forças para chegar até aqui.

Agradeço aos meus pais, Rogério e Sirlei, que são o motivo de tudo isso. Obrigada por vocês fazerem o possível e o impossível para eu ser o que sou hoje. Devo tudo a vocês. Além disso, obrigada pai por abdicar do teu sonho de ser engenheiro para que teus filhos pudessem estudar. Tu sempre foi, e ainda é, o engenheiro responsável pela construção dos meus sonhos. Obrigada mãe por abdicar da tua carreira para cuidar da nossa família e fazer tudo por nós, se não fosse tu não teríamos chegado aqui.

Agradeço ao meu querido irmão Júnior, por ser meu maior exemplo de sucesso e profissionalismo. Não sabe o imenso orgulho que tenho em te ter como irmão.

Agradeço ao meu padrinho Roberto, por incentivar minha formação e por estar comigo em todos os momentos.

Agradeço a minhas irmãs Graziela e Magali, por todos os ensinamentos, carinho e compreensão. Vocês são meus exemplos.

Agradeço aos meus pequenos, Luca e Tomaz, por transformarem nossas vidas e nos encher de amor.

Agradeço aos meus tios Abel, Ana e Nina por todo carinho e cuidado comigo e, principalmente, com a minha mãe.

Agradeço aos meus irmãos de coração Caroline, Juliano, Rafael, Raphaela e Scheila por estarem comigo em todos esses anos, me apoiando e sempre acreditando em mim. Além disso, um agradecimento especial a Caroline, por entender todas as vezes que eu não pude aceitar um convite porque tinha que estudar.

Agradeço ao meu professor orientador Roberto Rios, por toda paciência e principalmente por todos os ensinamentos, desde a primeira cadeira até a conclusão desse trabalho.

Agradeço ao meu chefe Renato Garcia, pela minha primeira oportunidade de estágio e pela ajuda na transição de uma simples estudante para uma profissional. Além disso, agradeço a todos os conhecimentos e explicações dadas para que esse trabalho pudesse ser realizado.

Agradeço as minhas amigas Fernanda e Priscila, por estarem comigo desde o início da faculdade, me apoiando e me aconselhando. Não importa a distância entre nós, vocês sempre estão comigo em todos os momentos e são essenciais para mim.

Agradeço a minha amiga e colega de trabalho Thais, por toda paciência e conhecimento compartilhado comigo, sendo essencial na minha formação como profissional. Tenho muito orgulho da engenheira e pessoa que tu és.

Agradeço aos meus colegas de estágio Bárbara e Michael, por tornarem meus dias tão divertidos e me ensinarem tantas coisas. Apesar de todas nossas diferenças, formamos a melhor equipe de estagiários possível.

Agradeço ao meu colega de trabalho de conclusão Daniel, por toda a paciência, incentivo e até mesmo ajuda para a conclusão desse trabalho.

Agradeço aos meus colegas de faculdade Bruno Rizzon, Cristine, Elisa, Fabricio, Guilherme, Jéssica, Juliana, Raissa, Rodrigo, Roberta e Rafael Goerg por me acompanharem durante todos esses anos e pela ajuda na conclusão do curso.

Agradeço as minhas amigas Nathália e Cristiana, por todos os momentos de diversão, carinho e cuidado comigo.

Agradeço ao carinho e amor recebido por todos os meus amigos e familiares.

Há uma força motriz mais poderosa que o vapor, a
eletricidade e a energia atômica: a vontade.

Albert Einstein

RESUMO

Este trabalho versa sobre a comparação, em relação aos custos e ao consumo de materiais, entre duas técnicas de reforço estrutural, chapas de aço e fibra de carbono, aplicadas em vigas de concreto armado que compõem uma ponte. Para isso, foi utilizado o projeto de uma ponte localizada no Rio Grande do Sul, que apresentava alto grau de corrosão das vigas e de segregação do concreto. Além de uma breve revisão bibliográfica, é apresentado nesse trabalho o cálculo de consumo de chapas de aço, utilizando três métodos de cálculo, e de fibra de carbono e dos seus custos, através de valores obtidos nas principais distribuidoras presentes no estado. Com isso foi possível concluir que nem sempre a utilização da técnica de fibras de carbono possui o maior custo, como é afirmado em diversas reportagens sobre. Além disso, foi possível concluir que para a escolha do método de reforço que será utilizado não é indicado fazer uma comparação apenas entre os custos dos materiais, já que cada técnica possui custos extras diferentes como locação de guindastes, tempo da ponte parada, mão de obra especializada, entre outros.

Palavras-chave: Reforço estrutural de vigas.
Chapas de Aço. Fibra de Carbono. Recuperação de pontes.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Origem das manifestações patológicas em relação às etapas de construção e do uso da estrutura.....	21
Figura 2 – Estado de deformação e de tensão de uma viga reforçada segundo o método de J. Bresson.....	39
Figura 3 – Estado de deformação e de tensão de uma viga reforçada segundo o método de Cánovas.....	42
Figura 4 – Transmissão dos esforços da chapa de aço ao concreto.....	44
Figura 5 – Tensão por cisalhamento entre a chapa e o concreto armado.....	45
Figura 6 – Seção da viga reforçada considerada por Campagnolo.....	46
Figura 7 – Estado inicial de deformação de uma viga reforçada com CFC.....	49
Figura 8 – Forças atuantes na seção transversal resistente.....	50
Figura 9 – Seção transversal da viga pré-moldada.....	53
Figura 10 – Vista e planta de um vão típico da ponte.....	55
Figura 11 – Disposição das chapas de aço na base da viga.....	59
Figura 12 – Seção superior da viga considerada nos cálculos.....	62
Figura 13 – Diagrama de Tensões do Estágio II.....	63
Figura 14 – Distâncias em relação ao centroide.....	66
Figura 15 – Diagrama de Tensões do Estádio III.....	68
Figura 16 – Planilha de Excel utilizada para os cálculos iterativos.....	71
Figura 17 – Resumo de Consumo de Chapas de Aço.....	74
Figura 18 – Diagrama de Momento Fletor para a Primeira Hipótese – 36 t.....	75
Figura 19 – Diagrama de Momento Fletor para a Segunda Hipótese – 45 t.....	75
Figura 20 – Diagrama de Momento Resistido pela Viga	76
Figura 21 – Resumo de Consumo de Materiais.....	78
Figura 22 – Custo das Chapas de Aço para a Hipótese I.....	80
Figura 23 – Custo das Chapas de Aço para a Hipótese II.....	80
Figura 24 – Comparativo entre o custo médio das chapas de aço e o custo da fibra de carbono para a Hipótese I.....	82
Figura 25 – Comparativo entre o custo médio das chapas de aço e o custo da fibra de carbono para a Hipótese I.....	82

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Etapas do processo de reforço estrutural.....	23
Quadro 2 - Exemplos de danos estruturais.....	24
Quadro 3 - Possíveis causas para o surgimento de manifestações patológicas estruturais.....	26
Quadro 4 - Manifestações patológicas e suas origens.....	27
Quadro 5 - Relação entre v e o momento de intervenção.....	29
Quadro 6 - Vantagens do uso de chapa de aço.....	34
Quadro 7 - Desvantagens do uso de chapa de aço.....	34
Quadro 8 - Vantagens do uso de CFC.....	36
Quadro 9 - Desvantagens do uso de CFC.....	36
Quadro 10 – Cálculo da Posição do Centróide e do Momento de Inércia.....	58
Quadro 11 – Valores de Tensões obtidos para a Hipótese I	66
Quadro 12 – Valores da posição da Linha Neutra e da Tensão na Armadura de Reforço....	69
Quadro 13 – Valores de A_s obtidos para a Hipótese I.....	70
Quadro 14 – Valores de Tensões obtidos para a Hipótese II	73
Quadro 15 – Valores de A_s obtidos para a Hipótese II.....	74
Quadro 16 – Características do compósito de carbono fornecidas pelo fabricante.....	76
Quadro 17 – Deformações dos Materiais.....	77
Quadro 18 – Forças Atuantes.....	77
Quadro 19 – Momentos Atuantes.....	77
Quadro 20 – Custos de Materiais para a Execução do Reforço com Chapas de Aço.....	79
Quadro 21 – Custos de Materiais para a Execução do Reforço com Fibras de Carbono.....	81

LISTA DE SIGLAS

CEB – Comité Euro-internacional de Buton

CFC – Compósitos de Fibras de Carbono

FIB – International Federation for Structural Concrete

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

mm – milímetros

cm² - centímetro quadrado

m² - metro quadrado

t – tonelada

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
2 DIRETRIZES DA PESQUISA.....	17
2.1 QUESTÃO DA PESQUISA.....	17
2.2 OBJETIVO DA PESQUISA.....	17
2.3 PRESSUPOSTO	17
2.4 LIMITAÇÕES.....	17
2.4 DELINEAMENTO.....	18
3 REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	20
3.1 REFORÇO ESTRUTURAL	22
3.2 ETAPAS DO PROCESSO DE REFORÇO ESTRUTURAL	23
3.2.1 Levantamento dos Danos.....	24
3.2.2 Determinação das Causas e Avaliação da Resistência Residual da Estrutura	25
3.2.1 Escolha e Aplicação da Técnica Escolhida.....	29
4 TÉCNICAS DE REFORÇO.....	30
4.1 REFORÇO COM CHAPA DE AÇO.....	32
4.1 REFORÇO COM COMPÓSITOS DE FIBRAS DE CARBONO	34
5 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE REFORÇO.....	37
5.1 MODELOS DE CÁLCULO PARA O DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO À FLEXÃO COM CHAPAS DE AÇO.....	37
5.1.1 Método de J. Bresson.....	38
5.1.2 Método de Cánovas.....	41
5.1.1 Método de Campagnolo.....	46
5.2 MODELOS DE CÁLCULO PARA O DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO À FLEXÃO COM CHAPAS DE AÇO.....	48
6 PONTE SOBRE O SACO DA MANGUEIRA	54
6.1 DIMENSIONAMENTOS DOS ELEMENTOS DE REFORÇO.....	56
6.2 CÁLCULO DAS ÁREAS DE REFORÇO COM CHAPAS DE AÇO.....	59
6.2.1 Cálculo do Reforço para a Hipótese I.....	60
6.2.1.1 Método de J. Bresson.....	61
6.2.1.2 Método de Cánovas.....	67
6.2.1.3 Método de Campagnolo.....	69
6.2.2 Cálculo do Reforço para a Hipótese II.....	72

6.2.2.1 Método de J. Bresson.....	72
6.2.2.2 Método de Cánovas.....	73
6.2.2.3 Método de Campgnolo.....	73
6.2.3 Cálculo do Comprimento das Chapas de Aço.....	74
6.3 CÁLCULO DAS ÁREAS DE REFORÇO COM FIBRA DE CARBONO.....	76
7. CUSTOS.....	79
7.1 CUSTOS PARA A EXECUÇÃO DO REFORÇO COM CHAPAS DE AÇOS	79
7.2 CUSTOS PARA A EXECUÇÃO DO REFORÇO COM FIBRAS DE CARBONO	81
8. CONCLUSÕES E PROPOSTAS DE TRABALHOS FUTUROS.....	83
REFERÊNCIAS	85
ANEXO A	86
ANEXO B	96
ANEXO C	98

1 INTRODUÇÃO

Com o passar dos anos, algumas estruturas podem começar a apresentar desempenho insatisfatório e torna-se necessária a aplicação de técnicas de reforço, recuperação ou ambas. Essa alteração no desempenho pode ocorrer por utilização de elementos inadequados, cobrimento insuficiente, especificação inadequada de materiais, falta de compatibilização entre os projetos da estrutura, entre outros. É importante ressaltar que, mesmo que esses erros não ocorram e que a estrutura seja usada corretamente, ainda pode ocorrer o desenvolvimento de manifestações patológicas por causas naturais. Além disso, alterações no uso da estrutura podem tornar necessário o aumento da capacidade portante da mesma.

Embora usados algumas vezes com o mesmo sentido, os termos recuperação e reforço não representam o mesmo tipo de intervenção. Quando se executam serviços que não implicam em aumento ou reconstituição da capacidade portante da estrutura, estão sendo executados serviços de recuperação. Caso contrário, serviços de reforço. Esse tipo de intervenção vem sendo realizada cada vez mais, tanto em prédios industriais, devido à ampliação e utilização de novas máquinas, como em pontes e viadutos, devido ao aumento do fluxo de carros e de veículos pesados.

No entanto, não é simples definir qual técnica deverá ser utilizada para o reforço da estrutura. Para essa definição, é importante considerar diversos fatores como a concepção original da estrutura, o cronograma, a disponibilidade de materiais e mão-de-obra especializada e até mesmo, o acesso às áreas que necessitam de tratamento. Além desses, o orçamento disponível é um dos fatores que mais influencia nessa definição. Dentre as técnicas para elevar a capacidade portante de uma estrutura, destacam-se a colagem de chapas de aço e o uso de compósitos de fibra de carbono. A primeira possui uma rápida e fácil execução, sendo recomendada para situações que não permitam grandes alterações na geometria das peças. No entanto, essa técnica muitas vezes descaracteriza a arquitetura original da estrutural tornando-se inviável principalmente em estruturas que fazem parte do patrimônio histórico. Além disso, não é recomendada a sua utilização em ambientes agressivos por ser um material suscetível à corrosão. Por isso, acaba-se recorrendo à segunda técnica, já que essa apresenta como grande vantagem a execução de reforços com pequeno aumento na seção das peças estruturais, com

espessuras que não ultrapassam um centímetro, além de ser um material não suscetível à corrosão e, conseqüentemente, com uma maior durabilidade em relação ao aço. Entretanto, a utilização dessa técnica é reduzida já que muitas vezes o reforço com compósitos de fibra de carbono pode custar entre 40 e 50% a mais do que as outras técnicas.

Assim, esse trabalho tem como finalidade apresentar um comparativo de consumo de material e de custo das duas técnicas de reforço apresentadas, aplicando-as em oito vigas da ponte Saco da Mangueira, localizada na BR-392, trecho entre Pelotas e Rio Grande.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para o desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DA PESQUISA

A questão de pesquisa deste trabalho é: qual a técnica, entre uso de chapas de aço e compósitos de fibras de carbono, é a mais econômica em relação ao consumo de material para a compatibilização do trem de carga para qual a ponte Saco da Mangueira foi projetada (36 t) e para a elevação do trem de carga para 45 t?

2.2 OBJETIVO DA PESQUISA

O objetivo dessa pesquisa é apresentar qual técnica, entre uso de chapas de aço e o uso de compósitos de fibras de carbono, é a mais econômica em relação ao consumo de material para o reforço das vigas da ponte Saco da Mangueira. Essa ponte está localizada na BR-392, no trecho entre Pelotas e Rio Grande, e necessita da compatibilização do trem de carga para quais as vigas foram projetadas (36 t). Além disso, foi proposta a elevação do trem de carga para 45 t devido à proximidade em relação ao Porto de Rio Grande.

2.3 PRESSUPORTO

É pressuposto válido para esse trabalho todos os métodos de cálculos e informações apresentados em:

- a) NBR 14931/2004 : Execução de Estruturas de Concreto – Procedimento.
- b) NBR 6118/2014: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento.
- c) Os métodos disponíveis na bibliografia conduzem a resultados adequados para avaliar a capacidade portante.

2.4 LIMITAÇÕES

São limitações deste trabalho:

d) Foram analisados os casos de reforço de oito vigas executadas em concreto protendido pré-moldado que apresentavam suas armaduras protendidas e complementares seriamente corroídas. Essas oito vigas possuem, cada uma, um vão de extensão de 30,10 m totalizando uma extensão de 240,80 m.

e) Foram analisadas duas propostas: a compatibilização com o trem de carga para qual as vigas foram projetadas (36 t) e o aumento da capacidade da estrutura, elevando seu trem de carga de 36 t para 45 t.

f) Não foram contemplados os cálculos e dimensionamento dos elementos de fixação ou colagem.

g) Foram utilizados apenas métodos que já existem na bibliografia, ou seja, não será proposto um novo método.

2.5 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado com base nas etapas a seguir, que foram descritas nos próximos parágrafos.

a) Revisão Bibliográfica;

b) Análise dos métodos e técnicas disponíveis;

c) Definição da situação a ser estudada;

d) Aplicação dos métodos e técnicas na situação definida;

e) Análise dos resultados;

f) Conclusões.

A revisão bibliográfica foi desenvolvida nos primeiros meses do trabalho, para aprofundar o conhecimento sobre o assunto e obter informações que auxiliarão todas as outras etapas. Em

paralelo a essa etapa, foi realizada a análise dos métodos e técnicas disponíveis na bibliografia e a definição de quais foram aplicadas. Para ambos, foram utilizados livros, artigos científicos, trabalhos de conclusão, teses de mestrado e doutorado.

A etapa seguinte de definição da situação a ser estudada, consiste na escolha de um projeto para que sejam aplicadas as técnicas escolhidas. Foram utilizadas as técnicas apresentadas na bibliografia para obter resultados como, por exemplo, tensões admissíveis, área de reforço e etc.

Na etapa de análise de resultados, foram desenvolvidos quadros que terão como objetivo comparar a eficiência em relação ao aumento da capacidade portante e do custo benefício para auxiliar na decisão de qual a técnica que apresentou melhores resultados para a situação definida.

O trabalho foi encerrado com as conclusões sobre os resultados apresentados.

3 REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

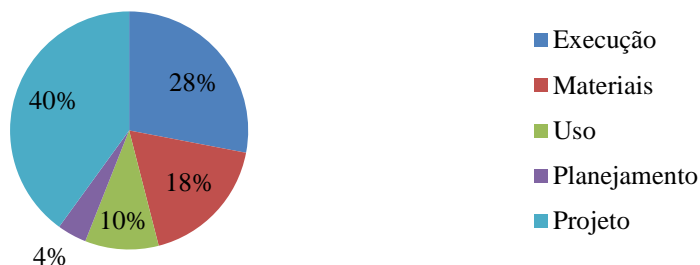
O concreto é amplamente conhecido por sua longa vida útil e, embora uma grande variedade de novos materiais venha sendo introduzida na construção civil, continua sendo o material mais utilizado nas construções em todo o mundo. “Sua versatilidade, economia, adaptabilidade, disponibilidade e sua baixa necessidade de manutenção o tornam um excelente material de construção” (PEURIFOX et al., 2015, p.513).

Os avanços tecnológicos dos processos construtivos, acabaram otimizando as estruturas do ponto de vista estrutural econômico, mas as tornou mais suscetíveis a defeitos e manifestações patológicas do que as estruturas antigas. Esse fato ocorre porque esses avanços permitiram a utilização de peças mais esbeltas que, ao contrário das peças mais robustas utilizadas antigamente, não são dimensionadas com uma margem de segurança maior e não dispõem de uma reserva de capacidade para suportar os efeitos dos agentes agressivos. Além disso, processos como o envelhecimento natural da estrutura, erros no dimensionamento, alteração do seu regime de utilização e diferenças entre o projeto original e o que foi construído acabam tornando necessárias intervenções na estrutura (BEBER, 2003, p.3).

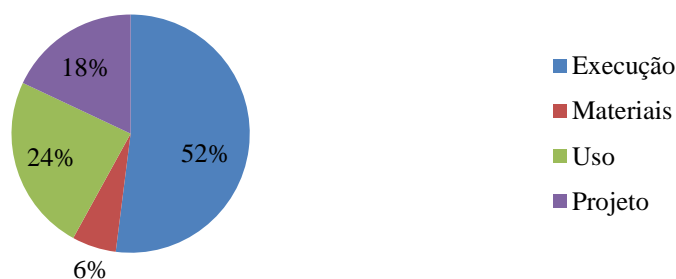
Para a correta escolha do tipo de intervenção que será realizado na estrutura, é essencial analisar os sintomas e encontrar as causas que ocasionaram os problemas. Segundo Helene (1992, p.15), os sintomas mais comuns nas estruturas de concreto são as fissuras, as eflorescências, as flechas excessivas, as manchas no concreto e a corrosão de armaduras. Também é importante identificar em qual etapa tiveram origem esses problemas, pois, embora o fenômeno e os sintomas possam ser parecidos, para cada origem do problema há um tipo de intervenção mais adequado. Por exemplo, uma fissura encontrada em uma viga pode ter origem em um projeto estrutural inadequado, na utilização de um aço de qualidade inferior ou de um concreto de baixa resistência, ou então resultado de uma sobrecarga não prevista. Na figura 1, é possível encontrar um levantamento sobre as origens das manifestações patológicas em relação às etapas de construção e do uso da estrutura. Para cada origem haverá uma intervenção mais adequada e mais duradora. É importante ressaltar que as falhas que ocorrem nas fases de planejamento ou de projeto são, em geral, mais sérias que as ocasionadas pela escolha de um material ruim ou pela má execução do projeto. A identificação da origem do problema também é importante para encontrar quem cometeu a falha e, conseqüentemente, o responsável por pagar as intervenções necessárias. (HELENE, 1992, p.17).

Figura 1 - Origem das manifestações patológicas em relação às etapas de construção e do uso da estrutura

Origem dos problemas patológicos na Espanha



Origem dos problemas patológicos no Brasil



(fonte: adaptado de REIS, 1998 p.7)

Após identificar a necessidade de reparo, há duas opções: substituir ou reforçar a estrutura. Considerando os aspectos econômicos e o impacto que a substituição total de uma estrutura pode provocar ao meio ambiente, os processos de recuperação e reforço são as melhores soluções que podem ser adotadas (trabalho não publicado) ¹. No entanto, é importante salientar que é mais complicado reforçar uma estrutura do que construir uma nova. Problemas como falta de documentação existente sobre a estrutura e a incompatibilidade entre o que foi projetado e o que foi construído são comuns (BEBER, 2003, p.9).

¹ Informação obtida na apostila da disciplina Patologia e Instrumentação das Construções, ministrada pelo professor João Luiz Campagnolo, no curso de Engenharia Civil da Universidade do Rio Grande do Sul, semestre 2017/1.

3.1 REFORÇO ESTRUTURAL

Antigamente, “[...] em função do pouco conhecimento do comportamento das estruturas, as técnicas de reforço limitavam-se à adição de novos elementos, apoios e no incremento de seções resistentes [...]” (BEBER, 2003, p.9). Como o número de estruturas espalhadas pelo mundo não para de crescer, e nem sua idade média, foi necessário investir em tecnologia, já que a demanda por reforços e manutenção aumenta a cada dia. Esse aumento de demanda pode ser explicado já que as técnicas de reforço de estruturas surgiram como solução para os problemas de deterioração, projetos inadequados, problemas na construção e, principalmente, para tornarem as estruturas aptas a suportarem uma sobrecarga superior a aquela que foi considerada durante a etapa de projeto. Um grande exemplo de avanço na tecnologia é a utilização de materiais compósitos nas técnicas de reforço (BEBER, 2003, p.9).

Hoje em dia, é grande o número de técnicas disponíveis e cada “[...] projeto de reforço estrutural é caracterizado pela peculiaridade que cada situação pode apresentar [...]” (BEBER, 2003, p. 9). O custo de aplicação, o desempenho e a durabilidade do reforço, a facilidade e a rapidez da sua instalação são questões importantes que devem ser consideradas no momento da decisão de qual técnica será utilizada no reforço. No entanto, dependerá da configuração geométrica da estrutura e do seu carregamento a decisão final (BEBER, 2003, p. 9).

Independente da técnica escolhida, o principal requisito do sistema composto, que é formado pelo elemento estrutural e o reforço, é a capacidade de funcionar como um sistema integrado. Essa capacidade pode ser alcançada proporcionando ao sistema uma aderência adequada, sendo que a força de aderência deve ser tal que o sistema apresente um comportamento monolítico, resistente e durável. No entanto, é importante destacar que raramente as propriedades de um sistema composto são iguais à soma das propriedades dos materiais utilizados, mas sim resultado da interação das propriedades de cada um (trabalho não publicado)².

É importante também garantir a segurança desse sistema composto. Para isso, existem alguns critérios de segurança que devem ser seguidos propostos por Juvandes e Figueiras (2000, p.6):

² Informação obtida na apostila da disciplina Patologia e Instrumentação das Construções, ministrada pelo professor João Luiz Campagnolo, no curso de Engenharia Civil da Universidade do Rio Grande do Sul, semestre 2017/1.

- a) Garantir que, caso ocorra uma ruptura do reforço, a estrutura resista a combinações de ações permanentes e variáveis. Para isso, é recomendável que a resistência, após a realização do reforço, não exceda a 50% do valor da resistência inicial.
- b) Caso ocorra a ruptura do reforço, a estrutura remanescente deve possuir um coeficiente de segurança igual ou superior a 1, evitando o colapso total da estrutura.
- c) Garantir que a estrutura irá resistir ao acréscimo de ações resultante da realização do reforço.
- d) Quando utilizadas técnicas como reforço com chapas de aço colada ou com materiais compósitos, deve ser considerado o comportamento da estrutura em relação à tolerância ao fogo, limitando a temperatura nos adesivos durante um período de tolerância.

3.2 ETAPAS DO PROCESSO DE REFORÇO ESTRUTURAL

A qualidade da intervenção para o reforço da estrutura dependerá da análise precisa das causas que o torna necessário e do estudo detalhado dos efeitos produzidos. Após essas etapas, é possível escolher qual técnica efetivamente será aplicada. Essa escolha também inclui a seleção cuidadosa dos materiais, equipamentos e da mão-de-obra necessárias para a execução do serviço (trabalho não publicado)³.

Esse processo pode ser dividido em três etapas, como pode ser visto no quadro 1:

Quadro 1 - Etapas do processo de reforço estrutural

Levantamento dos danos
Determinação das Causas e Avaliação da Resistência da Estrutura
Escolha e aplicação da técnica escolhida

(fonte: adaptado de trabalho não publicado)

³ Informação obtida na apostila da disciplina Patologia e Instrumentação das Construções, ministrada pelo professor João Luiz Campagnolo, no curso de Engenharia Civil da Universidade do Rio Grande do Sul, semestre 2017/1.

3.2.1 Levantamento dos Danos

A primeira etapa do processo consiste em buscar a “[...] memória da obra, ou seja, projetos iniciais, plantas, memórias de cálculo, especificações de materiais e resistência [...]” (REIS, L., 2001, p.31). Essa etapa é necessária, pois há dois tipos de danos: os evidentes e visíveis, e os ocultos com atuação progressiva (trabalho não publicado) ⁴. No quadro 2 é possível encontrar alguns exemplos dos danos que podem ser encontrados em estruturas.

Quadro 2 – Exemplos de danos estruturais

DANOS MAIS COMUNS	
FISSURAS	Ativas e Passivas
DESAGREGAÇÃO	Expansão devido à oxidação ou dilatação das armaduras
SEGREGAÇÃO	Separação entre os elementos do concreto (agregado graúdo da argamassa)
PERDA DE ADERÊNCIA	Entre a armadura e o concreto, principalmente devido à oxidação ou mesmo sujeira na armadura
CALCINAÇÃO	Problemas de incêndio
MOVIMENTOS ESTRUTURAIS	Recalques

(fonte: adaptado trabalho não publicado) ⁵

É necessário registrar todos os sintomas visuais, inclusive retirando o cobrimento do concreto em alguns pontos singulares, para a observação das armaduras. Além disso, alguns aspectos devem ser examinados com maior cuidado já que uma inspeção detalhada pode quantificar a extensão da deterioração da estrutura e caracterizar seus elementos. Por isso é importante planejar todos os meios de acesso aos elementos que devem ser inspecionados, assim como a disponibilidade dos materiais necessários para a realização dos trabalhos de inspeção (REIS, L., 2001, p.32).

⁴ Informação obtida na apostila da disciplina Patologia e Instrumentação das Construções, ministrada pelo professor João Luiz Campagnolo, no curso de Engenharia Civil da Universidade do Rio Grande do Sul, semestre 2017/1.

⁵ Idem

O ANEXO A - Fotos da Inspeção na Ponte Saco da Mangueira apresenta fotos da inspeção realizada na mesma antes da realização da técnica de reforço que demonstra o estado das vigas que precisam ser reforçadas.

3.2.2 Determinação das Causas e Avaliação da Resistência Residual da Estrutura

Consiste na etapa mais importante no processo de reforço, pois sem segurança na determinação das causas que levaram ao dano da estrutura, não é possível executar um correto procedimento de reforço (trabalho não publicado) ⁶. Nessa etapa é necessária uma análise de aspectos quantitativos e qualitativos da estrutura, utilizando técnicas que sejam capazes de avaliar as suas condições e de seus elementos, preferencialmente sem a interrupção das suas funções (REIS, L., 2001, p.32).

De acordo com Reis (2001, p.32) os exemplos de técnicas mais utilizadas nos diagnósticos são:

[...] a determinação da espessura carbonatada, a dosagem de cloretos e sulfatos, a extração de testemunhos de concreto e armadura, a determinação da massa específica, permeabilidade e resistência mecânica do concreto, o mapeamento do potencial elétrico do concreto, a intensidade de corrente de corrosão, a radiografia – x, gamagrafia e a realização de prova de carga.

No entanto, observa-se que muitos ensaios e análises estão restritos ao trabalho em laboratório, com um custo muito elevado. Por isso, uma boa alternativa é a utilização de ensaios não destrutivos de forma conjunta com ensaios de resistência em testemunhos ou ensaios normais de compressão. Considerasse esse como o melhor caminho para facilitar o correto diagnóstico (REIS, L., 2001, p.33).

Com a obtenção dos diagnósticos, conseguem-se informações sobre os processos de deterioração das estruturas suficientes para prever seus comportamentos e sua evolução. Quando os danos são de pequena intensidade, uma vistoria detalhada é capaz de determinar a não existência de riscos em relação à estabilidade da estrutura. No entanto, se os danos são de

⁶ Informação obtida na apostila da disciplina Patologia e Instrumentação das Construções, ministrada pelo professor João Luiz Campagnolo, no curso de Engenharia Civil da Universidade do Rio Grande do Sul, semestre 2017/1.

grande intensidade, será necessária fazer uma verificação no cálculo estrutural. Assim, obtém-se o real limite de segurança da estrutura em relação à ruptura (trabalho não publicado) ⁷.

No quadro 3 são citadas algumas das possíveis causas para surgimento de manifestações patológicas em cada etapa do projeto, enquanto no quadro 4, são citadas as origens de algumas manifestações patológicas.

Quadro 3 - Possíveis causas para o surgimento de manifestações patológicas estruturais

ETAPAS	POSSÍVEIS CAUSAS PARA SURGIMENTO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS
<p align="center">Concepção da estrutura (Projeto)</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Elementos de projeto inadequados, má definição das ações atuantes, modelo analítico não apropriado, deficiência no cálculo. - Falta de compatibilidade entre os projetos da estrutura. - Detalhamento insuficiente ou errado. - Falta de padronização das representações. - Erros de dimensionamento.
<p align="center">Execução da estrutura (Construção)</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Baixa capacitação e falta de experiência dos profissionais envolvidos. - Instalação inadequada de canteiros de obras. - Deficiência na concepção de formas e escoramentos. - Deficiência no posicionamento e na quantidade de armaduras. - Baixa qualidade dos materiais e componentes. - Baixa qualidade do concreto, desde sua fabricação até sua cura.
<p align="center">Utilização da Estrutura (Manutenção)</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Utilização inadequada. - Falta de um programa de manutenção apropriado.

(fonte: adaptado de REFORÇO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO POR MEIO DE BARRAS DE AÇO ADICIONAIS OU CHAPAS DE AÇO E ARGAMASSA DE ALTO DESEMPENHO, 1998 p.7)

⁷ Informação obtida na apostila da disciplina Patologia e Instrumentação das Construções, ministrada pelo professor João Luiz Campagnolo, no curso de Engenharia Civil da Universidade do Rio Grande do Sul, semestre 2017/1.

Quadro 4 – Manifestações patológicas e suas origens

MANIFESTAÇÃO PATOLÓGICA	ORIGEM
Segregação	<ul style="list-style-type: none"> - Lançamento inadequado do concreto. - Taxa de armadura elevada que produz efeito de peneira para o concreto. - Concreto lançado de grandes alturas.
Fissuras	<ul style="list-style-type: none"> - Sobrecargas elevadas. - Mau posicionamento da armadura, principalmente da armadura negativa. - Falta de limpeza das formas antes da concretagem. - Deformação das formas antes que o concreto tenha uma resistência razoável. - Alta relação a/c, tornando o concreto muito poroso e de baixa resistência.
Corrosão da armadura	<ul style="list-style-type: none"> - Deficiência de cobrimento. - Concretos de Baixa Qualidade.
Desgaste da superfície do concreto	<ul style="list-style-type: none"> - Efeito Abrasivo de certas substâncias.
Calcinação do concreto Dilatação da Armadura Trincas devido à movimentação das peças estruturais	<ul style="list-style-type: none"> - Incêndios.

(fonte: adaptado de um trabalho não publicado) 8

Além da determinação das causas, é importante também a determinação da capacidade resistente residual da estrutura a ser reforçada. Para isso, é preciso determinar dados como, por exemplo, a profundidade e largura das fissuras (REIS, L., 2001, p.51).

Um procedimento indicado por Cánovas⁹ (1988 apud REIS, 2001, p.51) e Andrade¹⁰ (1992 apud REIS, 2001, p.51), proposto pelo CEB no Boletim 162 e publicado pela FIP em 1983 “[...] estabelece a resistência residual relativa da estrutura, v , a partir de uma definição prévia do nível de deterioração aceitável, baseando-se em métodos empíricos [...]”. Além disso, indicam que a margem de segurança deve ser calculada pela equação 1.

⁸ Informação obtida na apostila da disciplina Patologia e Instrumentação das Construções, ministrada pelo professor João Luiz Campagnolo, no curso de Engenharia Civil da Universidade do Rio Grande do Sul, semestre 2017/1.

⁹ CÁNOVAS, M. F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. São Paulo: Pini, 1988.

¹⁰ ANDRADE, C. **Manual para Diagnóstico de Obras Deterioradas por Corrosão de Armaduras**. São Paulo: Pini, 1992.

$$m = (R' - S') / (R') \quad (\text{equação 1})$$

Sendo:

m = margem de segurança;

R' = capacidade residual atual da estrutura;

S' = solicitação que a estrutura deveria resistir de acordo com a norma nacional.

E a equação 2 define o cálculo d resistência residual relativa da estrutura.

$$v = R' / S' \quad (\text{equação 2})$$

Onde:

v= relação de capacidade.

Nesse mesmo boletim, os níveis de degradação são classificados em função de níveis de danos e de indicações visuais. Com essa classificação, pode-se obter o valor de v, que define o momento em que a intervenção deve ser feita (REIS, L., 2001, p.52). A relação entre v e o momento da intervenção são indicadas no quadro 5, mas é importante ressaltar que “parâmetros sociais, históricos, artísticos ou econômicos podem influir na definição desta urgência” (REIS, L., 2001, p.52).

Quadro 5 – Relação entre v e o momento da intervenção

VALORES DE v	MOMENTO DA INTERVENÇÃO
<0,5	A intervenção deve ser imediata
>0,5	A intervenção pode ser adiada por 1 a 2 anos
=1	A intervenção pode ocorrer num prazo futuro de 10 a 20 anos

(fonte: elaborado pela autora)

Já Souza e Ripper (2001, p.174) afirmam que o comportamento de uma viga danificada está relacionado com o comprimento de armadura que está danificado. Por exemplo, com o aumento deste comprimento, também ocorre o aumento da tensão de compressão no concreto e, em casos extremos, ocorrerá à ruptura do concreto por esmagamento com um carregamento menor do que seria necessário para causar o mesmo efeito em uma viga sã. Assim (SOUZA; RIPPER, 2001, p.174):

A possibilidade de que isto ocorra depende de a armadura escoar ou não antes de σ_c atingir o valor da tensão de ruptura do concreto, o que, por sua vez, depende de ρ , taxa de armadura da seção. Se, para a viga sã, a seção for balanceada, ela se tornará superarmada ao ter a sua armadura de tração exposta, enquanto em uma viga subarmada a armadura ainda poderá descolar antes de o concreto se romper por esmagamento. Assim, a resistência à flexão será tanto mais reduzida quando mais fortemente armada à viga for.

Essa etapa termina com a determinação se as manifestações patológicas encontradas afetam ou não as condições de utilização e de segurança da estrutura (REIS, L., 2001, p.53).

3.2.3 Escolha e Aplicação da Técnica Escolhida

Existem inúmeras técnicas para reabilitar elementos estruturais, cabendo ao projetista analisar e escolher aquela que mais se adequa a situação. Junto com a escolha da técnica que será utilizada, é dever do projetista também especificar as etapas construtivas necessárias e descrever os equipamentos que foram utilizados. Ou seja, é importante especificar, por exemplo, o sistema de escoramento que deve ser utilizado, a localização dos macacos hidráulicos, os detalhes de formas e armaduras, entre outros (REIS, A., 1998, p.28).

Segundo Helene (1992, p.19):

A escolha dos materiais e da técnica de correção a ser empregada depende do diagnóstico do problema, das características da região a ser corrigida e das exigências de funcionamento do elemento que vai ser objeto da correção. Por exemplo: nos casos de elementos estruturais que necessitam ser colocados em carga após algumas horas da execução da correção, pode ser necessário e conveniente utilizar sistema de base epóxi ou poliéster. No caso de prazos um pouco mais dilatados (dias), pode ser conveniente utilizar argamassas e grautes de base mineral e, nas condições normais de solicitação (após 28 dias) os materiais podem ser argamassas e concretos adequadamente dosados.

Além da correta escolha da técnica, é importante a escolha de uma mão de obra com experiência e especializada, pois os serviços realizados durante o reforço são praticamente artesanais e deve-se adotar um critério de execução extremamente rigoroso (trabalho não publicado)¹¹.

4 TÉCNICAS DE REFORÇO

As diversas técnicas desenvolvidas nas últimas décadas, “[...] consistem basicamente na adição de elementos de reforço externo na face tracionada dos elementos estruturais [...]” (GARCEZ, 2007, p.1). Dentro delas, uma das mais difundidas é a utilização de cabos de aço protendidos, que “[...] são dimensionados para conter as fissuras e reduzir as deflexões da estrutura, atuando como elementos de reforço efetivo antes mesmo que o concreto fissure [...]” (GARCEZ, 2007, p.2).

Outra técnica importante de reforço estrutural é a colagem de elementos com adesivos feitos à base de polímeros termofixos e termoplásticos. Esses adesivos possuem excelente aderência a diversos materiais e tiveram um grande desenvolvimento nos anos 60. Com isso, a colagem de placas de aço tornou-se uma ideia altamente atrativa já que, após alguns experimentos, comprovou-se que essa técnica proporcionava um aumento de rigidez e de capacidade de carga na estrutura, diminuindo a fissuração da mesma (GARCEZ, 2007, p.2).

No entanto, essa técnica possui algumas limitações como a elevada massa específica do aço e a suscetibilidade do mesmo a processos de corrosão quando exposto a meio agressivos. Buscando solucionar essas limitações, nos anos 80 foram desenvolvidos estudos utilizando alguns materiais poliméricos que resultaram na eleição dos compósitos de fibras de carbono

¹¹ Informação obtida na apostila da disciplina Patologia e Instrumentação das Construções, ministrada pelo professor João Luiz Campagnolo, no curso de Engenharia Civil da Universidade do Rio Grande do Sul, semestre 2017/1.

como a solução mais eficiente para ser utilizada em reforços estruturais. Desde então, muitas aplicações surgiram em países como Canadá, Japão e Estados Unidos. Hoje em dia, as aplicações desse método vêm crescendo em todo o mundo, inclusive no Brasil (GARCEZ, 2007, p.5).

As diferenças entre as técnicas de colagem de chapas de aço e do uso de compósitos de fibras de carbono podem ser vistas claramente nos projetos de reforço da ponte Ibach, localizada na cidade de Luzerna, e do Viaduto Santa Teresa, em Belo Horizonte. A ponte Ibach foi construída em 1969 e, em 1991, precisou passar por um processo de reforço estrutural. Em apenas três noites, trabalhando apenas duas horas por noite e sem interromper o tráfego na ponte, o reforço foi executado. Foram utilizados apenas 6,2kg de CFC na forma de laminas com 2 mm de espessura. Se fossem utilizadas chapas de aço coladas com resina epóxi, seriam necessários 175 kg de aço, a interrupção do tráfego da ponte e um tempo muito maior de trabalho (MEIER¹², 2000 apud GARCEZ, 2007, p.6).

Em relação ao Viaduto Santa Teresa, o uso de chapas de aço foi desconsiderado, pois o mesmo é considerado patrimônio histórico e essa técnica descaracterizaria a arquitetura original do viaduto. A solução foi utilizar compósitos de fibras de carbono que, além de não interferir consideravelmente na arquitetura da estrutura, permitiu elevar o trem de carga de 20 t para 45 t acrescentando apenas 1,5mm na espessura das vigas (LEAL, 2000).

Estudos realizados no Reino Unido identificaram que 17% das pontes necessitavam de intervenções. Nos Estados Unidos, cerca de 35%. A maioria apresentam problemas na sua capacidade portante, principalmente devido ao aumento considerável de tráfego dos últimos anos (BEBER, 2003, p.4).No entanto, o processo de reabilitação de estruturas não é encarado como um problema sério no nosso país. Não existem normas brasileiras que falem sobre a correta realização, dimensionamento e comportamento das estruturas recuperadas ou reforçadas. Essa falta de informações pode ser justificada pelos poucos estudos publicados que contemplem mais de uma solução para o mesmo caso, contribuindo para o surgimento da “indústria do reparo do reparo” (REIS, L., 2001, p.102).

¹² MEIER, U. **Construction and Building Materials**, n. 6, p. 341-351, 1995.

4.1 REFORÇO COM CHAPA DE AÇO

Essa técnica consiste na colagem de uma chapa de aço através do uso de adesivos e parafusos auto fixantes. É considerada uma solução de baixo custo, responsável por pequenas alterações e interferências na arquitetura da estrutura. É indicada quando não há deficiência nas dimensões da estrutura e nem na qualidade do concreto (REIS, L., 2001, p.102). Cánovas¹³ (1988 apud REIS, L., 2001, p.82) recomenda a utilização de um adesivo com espessura na ordem de 1 mm, considerando que maiores valores de resistência à tração são obtidos com espessuras menores. Além disso, também ressalta a importância da proteção dos reforços em relação aos incêndios, sugerindo a adição de uma camada isolante à base de amianto ou vermiculita.

O sucesso dessa técnica dependerá da qualidade do adesivo utilizado, da preparação da superfície de aço e do concreto que receberá o reforço, e do modo como o reforço é executado. Sobre os adesivos, é importante que os mesmos tenham resistência mecânica e módulo de deformação compatíveis com o projeto, resistam às variações de umidade e de temperatura, e sejam de fácil aplicação. Embora tanto as resinas epóxi e as de poliéster possam ser utilizadas como adesivos, a responsável pela popularização da técnica de chapa colada foi à resina epóxi de alta qualidade. As propriedades da resina epóxi responsáveis pela sua grande eficiência são (trabalho não publicado)¹⁴:

- a) grande resistência mecânica;
- b) grande velocidade em adquirir resistência;
- c) ótimo comportamento frente à agressão de agentes químicos;
- d) responsabilidade pela excelente aderência entre o aço e o concreto.

Além da correta escolha do adesivo, é necessário que as superfícies das chapas de aço recebam correto tratamento. As que estarão em contato com o adesivo devem ser submetidas a um tratamento conhecido como decapagem, responsável pelo aumento da sua capacidade aderente. Após esse tratamento, essas superfícies devem ser protegidas com filme autocolante, prevenindo problemas no transporte, manuseamento e armazenamento das mesmas. Esse filme só deve ser retirado imediatamente antes da aplicação das chapas. Enquanto as que não

¹³ CÁNOVAS, M. F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. São Paulo: Pini, 1988.

¹⁴ Informação obtida na apostila da disciplina Patologia e Instrumentação das Construções, ministrada pelo professor João Luiz Campagnolo, no curso de Engenharia Civil da Universidade do Rio Grande do Sul, semestre 2017/1.

estarão em contato com o adesivo devem receber uma pintura anticorrosiva (SOUZA; RIPPER, 1998, p.151).

É importante também garantir que as espessuras de resina epóxi e das chapas de aço respeitem os limites máximos de 1,5mm e 3 mm respectivamente. Se for necessário, é possível utilizar chapas de aço com no máximo 10 mm de espessura, pois quanto mais espessas, menos flexíveis tornam-se as chapas e, conseqüentemente, maiores as dificuldades em adaptarem-se as superfícies de concreto. Também não é recomendado utilizar chapas muito finas, pois essas empenam com facilidade dificultando sua colocação (REIS, A., 1998, p.68).

Para obter uma aderência satisfatória entre a chapa de aço e o elemento de concreto, deve-se pressionar a chapa de forma uniforme através de, por exemplo, escoras metálicas ajustadas. Esse sistema deve ser mantido até o total endurecimento da resina, não podendo ser inferior a 24 horas. Esse tempo de endurecimento varia em função das características do tipo de resina aplicado e da temperatura do ambiente. Além disso, é de costume a introdução de um pino chumbador na extremidade do comprimento de ancoragem da chapa de aço, que será útil na distribuição de esforços. Caso o comprimento da chapa de aço não seja o suficiente para cobrir a extensão do reforço, as emendas devem ser realizadas com soldas (SOUZA; RIPPER, 1998, p.151).

Nessa técnica, também é necessário considerar que (REIS, A., 1998, p.70):

[...] além dos modos de ruptura convencionais que podem existir em qualquer peça de concreto armado (ruptura ocasionada por momento fletor ou do esforço cortante) podem ocorrer ainda à ruptura por deslocamento da chapa ou a ruptura por arranchamento do concreto de cobrimento. A ruptura por deslocamento da chapa de aço ocorre devido a uma má execução da colagem ou quando a espessura começa a ficar acima dos 2 mm . Pode ocorrer ainda quando o carregamento for muito rápido ou em situações de impacto. A ruptura por arranchamento do cobrimento caracteriza-se por uma fissura surgida na seção transversal coincidente com a extremidade da chapa, que se horizontaliza mais ou menos no nível das armaduras internas.

Além dos modos de ruptura, também é importante considerar o surgimento de corrosão nas chapas de aço, principalmente na interface entre o adesivo e a chapa. Essa corrosão compromete a aderência dos elementos e é de difícil diagnóstico nas inspeções de rotina (BEBER, 2003, p. 12). Outra desvantagem dessa técnica é que as chapas de aço apresentam elevado peso próprio, o que dificulta a manipulação e o manuseio de peças com grandes dimensões (BEBER, 2000).

Nos quadros 6 e 7, é possível ver um resumo das vantagens e desvantagens da utilização das chapas de aço como técnica de reforço.

Quadro 6 – Vantagens do uso de chapas de aço

VANTAGENS	
Rapidez na execução	Utilização de materiais comuns
Ausência de vibração e baixo ruído	Pequeno acréscimo de seção
Não utilização de materiais molhados	Baixo Custo

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 7 – Desvantagens do uso de chapas de aço

DESVANTAGENS	
Alto peso próprio do aço	Impede a visualização de fissuras e de deteriorações que podem na face interna da viga
Suscetibilidade a corrosão	Baixa resistência a altas temperaturas
Limite de tamanho e de formas	Necessidade de interrupção do uso da estrutura

(fonte: elaborado pelo autor)

4.2 REFORÇO COM COMPÓSITOS DE FIBRAS DE CARBONO

O uso de compósitos de fibras de carbono iniciou nas indústrias automotivas, navais, aeroespacial e de artigos esportivos devido ao seu baixo peso próprio, grande durabilidade, alta resistência e a facilidade de assumir formas complexas. A ideia de usar esses compósitos em reforços estruturais surgiu no Japão. O país temia que um grande tremor destruísse grande parte de suas construções e isso incentivou os estudos em busca de um método de reforço seguro que poderia ser aplicado com rapidez (LEAL, 2000). Essa necessidade tornou possível a substituição das clássicas chapas de aço por materiais de alta qualidade, tornando o uso de CFC o mais apropriado “[...] para o reforço estrutural de elementos de concreto armado por causa do alto desempenho mecânico das fibras de carbono, permitindo uma significativa redução nas dimensões dos elementos [...]” (BEBER, 2003, p. 30).

Há diversos modos de comercialização dos compósitos de fibras de carbono, porém a forma mais empregada na construção civil (SOUZA; RIPPER, 1998, p.153):

“[...] são as folhas flexíveis pré-impregnadas, sistema em que os feixes de filamentos de fibra são agrupados de forma contínua e aderidos a uma folha de suporte impregnada com quantidades muito pequenas de resina epoxídica, assumindo espessuras da ordem décimos de milímetro. O elemento compósito é formado quando da adição da resina de colagem, criando uma matriz altamente resistente.”

O sucesso dessa técnica pode ser explicado com a comparação entre os compósitos de fibra de carbono em matrizes epoxídicas e o aço de construção. Para uma mesma espessura, os compósitos apresentam resistência à tração oito a dez vezes maior do que a do aço e um quarto seu peso. No entanto, mesmo com essas características, a aplicação incorreta da técnica afetará o desempenho futuro da estrutura reforçada (SOUZA; RIPPER, 1998, p.154).

O processo de aplicação é dividido em duas etapas: a preparação da superfície que receberá o reforço e a aplicação do compósito. A primeira etapa consiste simplesmente na remoção de sujeiras e de uma fina camada de cimento, o que permite uma melhor absorção do primer que será aplicado e, conseqüentemente, uma melhora na aderência da camada de concreto da interface. Além disso, é importante o arredondamento das arestas vivas e a correção de defeitos geométricos ou de execução. Após o preparo da superfície, deve ser aplicado, imediatamente, o primer, pois esse não possui apenas a função de melhorar as características da superfície de concreto, mas também de garantir a plena adesão do compósito (SOUZA; RIPPER, 1998, p.154).

Após o intervalo de uma hora, devem ser aplicadas, em sequência, a resina de colagem ou undercoating, a folha flexível de fibras de carbono, que já devem ter sido desenroladas e cortadas, e a resina de recobrimento das fibras ou overcoating. Além disso, se necessário, o excesso de resina deverá ser removido. A aplicação de outras camadas deve ser realizada, de preferência, imediatamente, mas também pode ocorrer em até uma semana, desde que seja aplicada uma nova camada de resina fresca sobre a resina endurecida. O acabamento final pode ser feito com um revestimento de alto desempenho, capaz de conferir ao sistema um melhor comportamento em relação à resistência ao fogo (SOUZA; RIPPER, 1998, p.154).

O maior problema para a popularização dessa técnica são os altos custos, resultado da importação de todos os materiais que são utilizados. Como consequência, na maioria das vezes, o reforço não cobre toda a estrutura, já que o reforço com CFC pode custar até 4 vezes mais por m² quando comparado com as chapas de aço. Outra característica do sistema no país é o controle rigoroso em relação à aplicação do sistema. Além de exigir um relatório técnico

para cada reforço executado, as empresas fornecedoras também indicam profissionais especializados para projetar o reforço (LEAL, 2000).

Nos quadros 8 e 9, é possível ver um resumo das vantagens e desvantagens da utilização de CFC.

Quadro 8 – Vantagens do uso de CFC

VANTAGENS	
Pequeno peso próprio	Pouco suscetíveis a ataques de agentes químicos, físicos e biológicos
Não é necessário o uso de equipamentos pesados para seu posicionamento e ancoragem	Resistência a elevadas temperaturas
Capacidade de se adequar a estrutura	Necessitam de baixa manutenção
Não é necessária a interrupção do uso da estrutura	Excelente comportamento em relação à fadiga
Pequenas espessuras	Não provoca mudanças na arquitetura da estrutura

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 9 – Desvantagens do uso de CFC

DESvantagens	
Alto custo	Produtos importados
Pouco conhecimento em relação a sua durabilidade	

(fonte: elaborado pelo autor)

5 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE REFORÇO

Os projetos de dimensionamento de estruturas, tanto de concreto armado como de protendido, obedecem às normas técnicas brasileiras existentes, como por exemplo, a NBR 6118/2014: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. No entanto, no caso de projetos de dimensionamento dos elementos de reforço, o mesmo não ocorre, pois não existem normas técnicas específicas sobre esse assunto (SOUZA; RIPPER, 1998, p.171). Por isso, os métodos utilizados atualmente são baseados em experiências e bom senso dos projetistas, obedecendo aos critérios existentes em normas para a construção de novas estruturas em concreto armado ou protendido (REIS, A., 1998, p.36).

O projeto de dimensionamento dos elementos de reforço inicia-se com a avaliação da resistência residual da estrutural, pois assim o projetista pode avaliar o quanto pode ser aproveitado da estrutura já existente e, conseqüentemente, em quanto será reduzida a necessidade de reforço (SOUZA; RIPPER, 1998, p.171). Essa avaliação é importante, pois (REIS, A., 1998, p.33):

[...] permite determinar uma série de dados relacionados à rigidez e à resistência da peça que são necessários durante a definição das hipóteses de cálculo adotadas para o dimensionamento do reforço. A estimativa da capacidade residual pode ser obtida de forma analítica, através de prova de carga ou empiricamente.

5.1 MODELOS DE CÁLCULO PARA O DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO À FLEXÃO COM CHAPAS DE AÇO COLADAS

Na literatura é possível encontrar diversos métodos para dimensionar o reforço com chapas de aço coladas. Dentre esses, foram escolhidos para essa pesquisa os métodos propostos por (SOUZA; RIPPER, 1998, p.181):

- a) J. Bresson, desenvolvido em 1971;
- b) Cánovas, desenvolvido no Instituto Eduardo Torrojas, na Espanha em 1988;
- c) Campagnolo, desenvolvido na Universidade Federal do Rio Grande do Sul em 1995.

Além da aplicação desses métodos, essa pesquisa também comparará os resultados através de tabelas e gráficos, buscando a melhor opção para o dimensionamento do reforço.

Independente do método escolhido, algumas restrições são impostas (SOUZA; RIPPER, 1998, p.181):

- a) a espessura da camada de cola não deve exceder 1,5 mm , pois quanto maior a espessura desta camada, menor a resistência da estrutura à tração;
- b) a espessura da chapa de aço não deve ultrapassar os 3 mm . Caso seja necessário ultrapassar, devem ser utilizados dispositivos especiais de ancoragem;
- c) o incremento da capacidade portante que deseja se obter com o reforço não pode ser superior a 50%. Embora seja uma limitação muito conversadora, é adotada tanto para a flexão como para o cisalhamento.

Segundo Souza e Ripper (1998, p. 182):

O cálculo do reforço de vigas à flexão consiste na determinação da área da seção transversal da(s) chapa(s) de aço necessária (s) para permitir que a viga resista às novas solicitações, e também na determinação de seu(s) comprimento(s) de ancoragem. Para isto é necessário que todas as características geométricas da seção transversal existente sejam conhecidas [...].

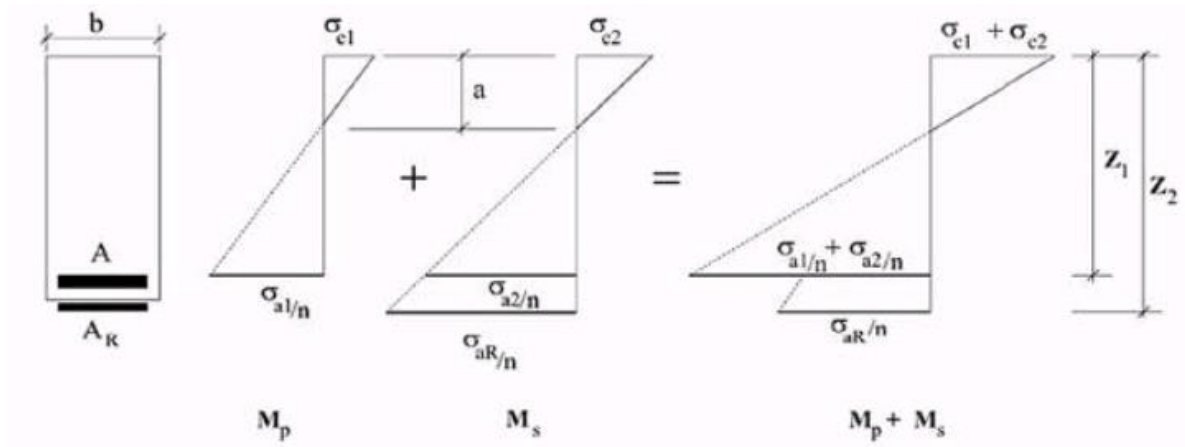
5.1.1 Método de J. Bresson

Conhecido como um dos pioneiros no estudo de reforço com chapas de aço, seus estudos partem das seguintes hipóteses (SOUZA; RIPPER, 1998, p.182):

- a) os materiais são linearmente elásticos;
- b) o concreto não tem resistência à tração;
- c) as seções se mantêm planas após a deformação;
- d) não há escorregamento entre a chapa e o concreto.

Além disso, Bresson considera que o dimensionamento desse reforço deve ser realizado no Estádio II, e que os esforços atuantes são separados em M_p , momento referente ao peso próprio e as cargas permanentes, e M_s , momento referente às sobrecargas, como pode ser visto na figura 2 (SOUZA; RIPPER, 1998, p.182).

Figura 2 - Estado de deformação e de tensão de uma viga reforçada segundo o método de J. Bresson



(fonte: PATOOGIA, RECUPERAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1998, p. 182)

Inicialmente, esse método considera que a viga é solicitada apenas pelo peso próprio. Assim, o concreto é submetido a uma tensão σ_{c1} e o aço a uma tensão σ_{a1} . Nesse momento, o reforço deve ser executado, ou seja, a chapa de aço deve ser colada. Após a execução do reforço, a viga passa a ser submetida à ação das sobrecargas, ocorrendo uma adição de tensões tanto no concreto como no aço, que são indicadas como σ_{c2} e σ_{a2} respectivamente. Além disso, surge uma tensão na armadura de reforço conhecida como σ_{aR} . Todos esses elementos podem ser vistos na figura 2. Além deles, tem-se (SOUZA; RIPPER, 1998, p.183):

A: seção da armadura interna;

A_R : seção da armadura de reforço;

n: relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto;

M_p : momento referente às cargas permanentes;

M_s : momento referente às sobrecargas;

Z_1 : braço de alavanca da armadura interna em relação à fibra mais comprimida;

Z_2 : braço de alavanca da armadura de reforço em relação à fibra mais comprimida.

É indicado que as tensões finais sejam comparadas com as tensões admissíveis dos materiais, como pode ser visto nas equações 3, 4 e 5 (SOUZA; RIPPER, 1998, p.183).

$$\sigma_{c1} + \sigma_{c2} \leq \bar{\sigma}'_c \quad (\text{equação 3})$$

$$\sigma_{a1} + \sigma_{a2} \leq \bar{\sigma}_a \quad (\text{equação 4})$$

$$\sigma_{aR} \leq \bar{\sigma}_{aR} \quad (\text{equação 5})$$

Onde:

$\bar{\sigma}'_c$ = tensão admissível no concreto;

$\bar{\sigma}_a$ = tensão admissível no aço;

$\bar{\sigma}_{aR}$ = tensão admissível na armadura de reforço.

Para obter a espessura da chapa, deve ser calculado o equilíbrio de momentos em relação à fibra mais comprida, resultando na equação 6(SOUZA; RIPPER, 1998, p.183).

$$A_R = \frac{1}{\bar{\sigma}_{AR} \times Z_2} \times [(M_p + M_s) + (\sigma_{c1} + \sigma_{c2}) \times \frac{a^2}{6} \times b - (\sigma_{a1} + \sigma_2) \times A \times Z_1] \quad (\text{equação 6})$$

Sendo:

$$A_R = b_R \times e_R \quad (\text{equação 7})$$

Tem-se:

$$e_R = \frac{1}{\sigma_{AR} \times Z_2 \times b_R} \times [(M_p + M_s) + (\sigma_{c1} + \sigma_{c2}) \times \frac{a^2}{6} \times b - (\sigma_{a1} + \sigma_2) \times A \times Z_1] \quad (\text{equação 8})$$

Onde:

e_R = espessura da chapa de reforço;

b_R = largura da chapa de reforço;

Z_1 = braço de alavanca da armadura interna;

Z_2 = braço de alavanca da armadura externa;

a = distância da fibra mais comprimida até a linha neutra;

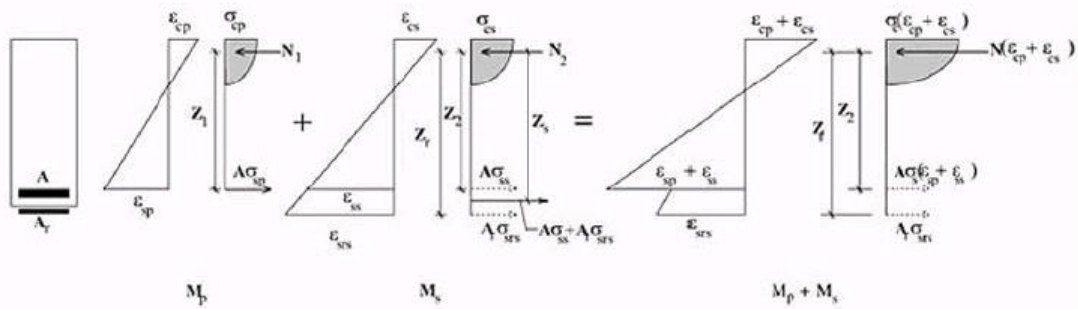
b = largura da viga.

Com a equação 8, obtém-se o valor da espessura da chapa de reforço.

5.1.2 Método de Cánovas

Embora também considere M_p e M_s como os momentos atuantes, esse método diferencia-se do método de J. Bresson, pois faz a superposição dos diagramas de deformações. Além disso, Cánovas considera que o dimensionamento é feito no Estádio III, ou seja, em seu estado limite último, como pode ser visto na figura 3 (SOUZA; RIPPER, 1998, p.184)

Figura 3 – Estado de deformação e de tensão de uma viga reforçada segundo Cánovas



(fonte: PATOOGIA, RECUPERAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1998, p. 184)

Para esse método, as tensões normais também devem ser verificadas em relação às tensões últimas dos materiais (CÁNOVAS¹⁵, 1988 apud ADOLFO et al., 2015, p.29):

$$\sigma(\varepsilon_p + \varepsilon_s) \leq \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{equação 9})$$

$$\sigma_{srs} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (\text{equação 10})$$

Onde:

- ε_s = deformação específica do aço da armadura passiva;
- ε_p = deformação específica do aço da armadura ativa;
- f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto;
- f_{yk} = resistência característica ao escoamento do aço;
- γ_c = coeficiente de ponderação da resistência do concreto;
- γ_s = coeficiente de ponderação da resistência do aço;
- σ_{srs} = tensão na armadura após a execução do reforço.

Após a execução do reforço, a tensão existente na armadura é igual a:

¹⁵ CÁNOVAS, M. F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. São Paulo: Pini, 1988.

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{Z_1 \times A} \quad (\text{equação 11})$$

Onde:

σ_{sp} = tensão na armadura existente.

Como a soma dos momentos M_p e M_s resulta a um estado-limite último, é necessário aplicar a equação 12 para verificar a tensão na armadura:

$$\sigma_{srs} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} - \sigma_{sp} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (\text{equação 12})$$

O equilíbrio dos momentos, para o diagrama resultante da atuação do momento M_s , leva a equação de equilíbrio:

$$M_s = (A \times \sigma_{ss} + A_R \times \sigma_{srs}) \times Z_s \cong (A + A_R) \times \sigma_{srs} \times Z_s \quad (\text{equação 13})$$

Onde:

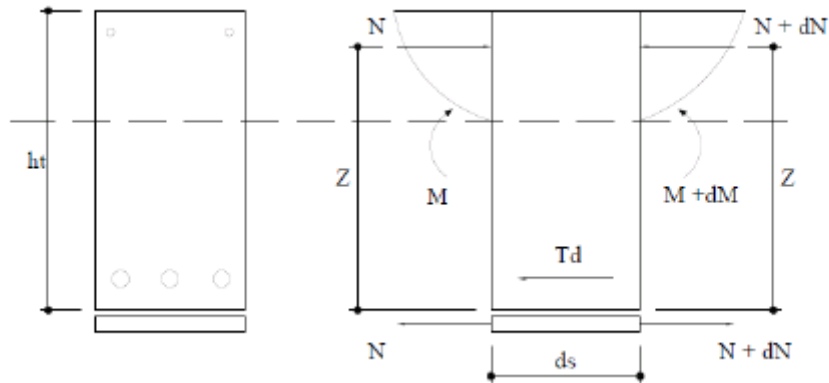
Z_s = braço de alavanca da armadura de reforço.

Com esse resultado, é possível calcular a área da armadura de reforço pela equação 14:

$$A_R = \frac{M_s}{Z_s \sigma_{srs}} - A \quad (\text{equação 14})$$

Com a obtenção do valor da armadura de reforço, deve-se verificar o comportamento da resina para evitar o deslocamento da mesma. Isso pode ser feito limitando as tensões cisalhantes devido à força cortante a tensão limite de aderência da resina.

Figura 4 – Transmissão dos esforços da chapa de aço ao concreto



(fonte: RECUPERAÇÃO E REFORÇO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO, 2015, p. 30)

Com base na figura 4, a força de cisalhamento horizontal na interface da viga com o reforço, para um comprimento d_s é igual a:

$$dN = \frac{M + dM}{Z} - \frac{M}{Z} = \frac{dM}{Z} \quad (\text{equação 15})$$

No entanto,

$$dN = b\tau_d Z \quad (\text{equação 16})$$

Então, para que não ocorra o deslizamento deve-se ter:

$$V \leq b\tau_d Z \quad (\text{equação 17})$$

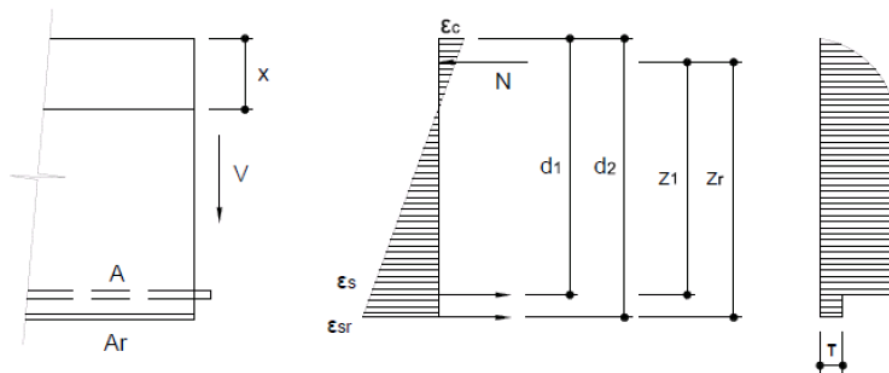
No estado-limite último,

$$V_u \leq 0,9h_t b\tau_{d1} \quad (\text{equação 18})$$

Além de depender do tipo de resina que está sempre aplicado, a tensão limite de aderência da resina (τ_{d1}) também dependerá da resistência do concreto em que o reforço será aplicado e de sua rugosidade. Assim, a tensão máxima de cisalhamento a ser absorvida pela resina após o reforço (Figura 5), para um força V_d será:

$$\tau \cong \frac{V_d}{b \cdot Z_r \left[1 + \frac{A(d_1-x)Z_1}{A(d_2-x)Z_2} \right]} \quad (\text{equação 19})$$

Figura 5 – Tensão por cisalhamento entre a chapa de aço e o concreto armado



(fonte: RECUPERAÇÃO E REFORÇO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO, 2015, p. 31)

Sabendo que a resistência na interface aço-concreto depende de um bom desempenho da estrutura de concreto, é recomendado que a tensão máxima de cisalhamento na interface concreto e reforço limite-se de acordo com a equação 20. Além disso, recomenda-se que a

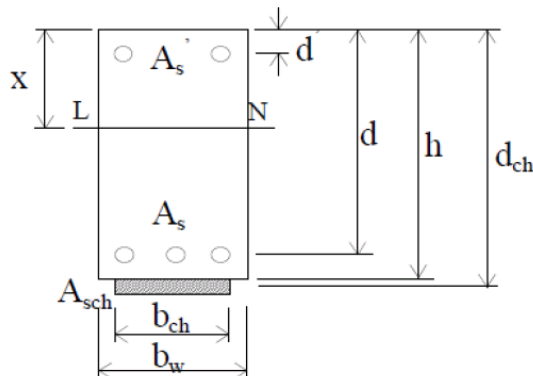
seção da chapa de aço seja 1,5 vezes maior que a seção calculada através do método (CÁNOVAS¹⁶, 1988 apud ADOLFO et al., 2015, p.31).

$$\tau_{m\acute{a}x} \leq f_{ct,m} \left(0,6 + \frac{0,4}{4\sqrt{h_t}} \right) \cong 0,3f_{ck}^{2/3} \left(0,6 + \frac{0,4}{4\sqrt{h_t}} \right) \quad (\text{equação 20})$$

5.1.3 Método de Campagnolo

Esse método, desenvolvido por Campagnolo na UFRGS, publicado em um artigo em 1995, considera que a chapa de aço utilizada no reforço está trabalhando no limite de sua capacidade, ou seja, sua tensão é igual à tensão de escoamento do aço utilizado (f_{ych}). Além disso, considera que a seção reforçada estará no Estádio II e que o comprimento de ancoragem deve ser calculado de modo que todo o esforço que será resistido pela chapa já tenha sido completamente transferido (SOUZA; RIPPER, 1998, p.194). A seção da viga reforçada considerada por Campagnolo para o desenvolvimento do método pode ser vista na figura 6.

Figura 6 – Seção da viga reforçada considerada por Campagnolo



(fonte: PATOOGIA, RECUPERAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1998, p. 195)

Assim, a tensão na chapa de reforço pode ser calculada pela equação 21:

¹⁶ CÁNOVAS, M. F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. São Paulo: Pini, 1988.

$$\sigma_{ch} = \frac{E_{sch}}{E_c} \frac{M}{I_x} (d_{ch} - x) \quad (\text{equação 21})$$

Considerando que a chapa esta trabalhando no limite de escoamento, ou seja, a tensão atuante é igual à tensão de escoamento do aço utilizado, o momento fletor pode ser determinado pela equação 22:

$$M = \frac{E_c}{E_{sch}} \frac{f_{ych} I_x}{(d_{ch} - x)} \quad (\text{equação 22})$$

Onde:

M= momento fletor;

E_{sch} = módulo de elasticidade do aço;

E_c = módulo de elasticidade do concreto;

I_x = inércia da seção equivalente (homogeneizada);

x= posição da linha neutra;

d_{ch} = altura útil da seção reforçada em relação à armadura de reforço.

A inércia da seção pode ser calculada pela equação 23:

$$I_x = \frac{b_w x^3}{3} + \frac{E_s}{E_c} A_s (d - x)^2 + \frac{E_s}{E_c} A'_s (x - d')^2 + \frac{E_{sch}}{E_c} A_{sch} (d_{ch} - x)^2 \quad (\text{equação 23})$$

E a posição da linha neutra pela equação 24:

$$x = \frac{-(A_s + A'_s)E_s + A_{sch}E_{sch} + \sqrt{[(A_s + A'_s)E_s + A_{sch}E_{sch}]^2 + 2E_c b_w [E_s(A_s d + A'_s) + A_{sch}E_{sch}d_{ch}]}}{2E_c b_w}$$

(equação 24)

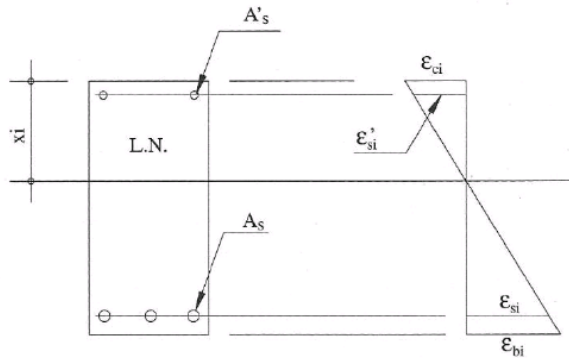
Substituindo as equações 23 e 24 na equação 21, é possível calcular a área necessária da chapa de reforço (A_{sch}).

5.2 MODELO DE CÁLCULO PARA O DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO À FLEXÃO COM COMPÓSITO DE FIBRA DE CARBONO

Segundo Machado (2010), os modelos de cálculos utilizados para o dimensionamento de reforços à flexão com compósitos de fibra de carbono possuem as mesmas premissas utilizadas no dimensionamento de estruturas de concreto armado. Considera-se que o CFC possui comportamento linear até a ruptura e que sua aderência com o concreto é perfeita, ou seja, a ruptura nunca ocorrerá na interface entre o concreto e o compósito.

No momento de aplicação, o sistema de reforço não é submetido a qualquer nível inicial de tensões. No entanto, o concreto que o receberá estará submetido a tensões decorrentes do seu peso próprio ou de qualquer tipo de solicitação existentes na viga. Assim, o nível de tensões atuantes no reforço será diferente daquele que atua no concreto. Por isso, é necessário o cálculo da deformação na face onde será colocado o reforço, que é denominado como ϵ_{bi} na figura 7 (MACHADO, 2010).

Figura 7 – Estado inicial de deformação de uma viga reforçada com CFC



(fonte: MANUAL DE REFORÇO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO COM FIBRAS DE CARBONO, 2010, não paginado)

A deformação máxima admissível no CFC é calculada através da equação 25:

$$\varepsilon_{cfc} = \varepsilon_b - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fu} \quad (\text{equação 25})$$

Onde:

ε_{cfc} = deformação final do compósito de fibra de carbono;

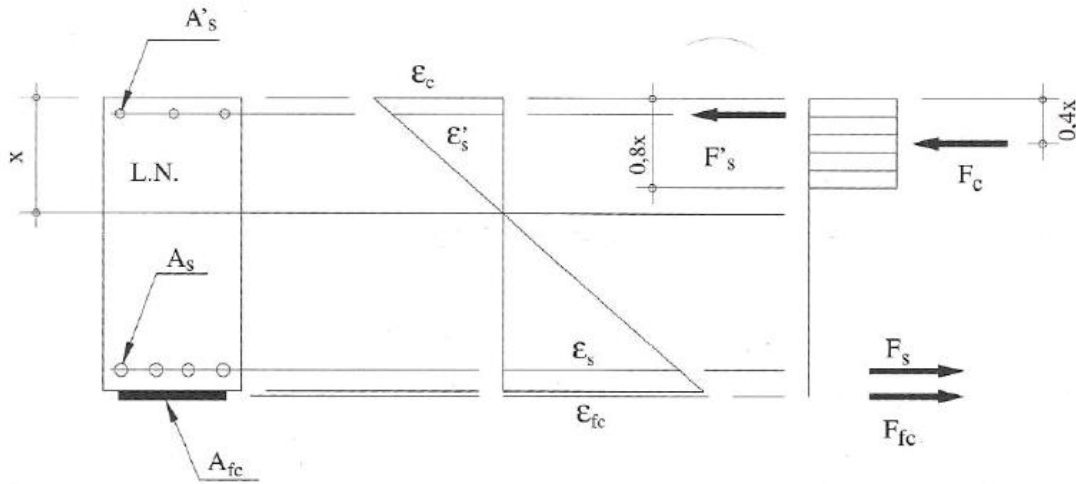
ε_b = deformação no compósito devido ao carregamento máximo;

ε_{bi} = deformação inicial na face da viga;

ε_{fu} = deformação máxima admissível do compósito.

O próximo passo é obter a posição da linha neutra. Considerando as forças atuantes na seção transversal, que podem ser vistas na figura 8, é possível aplicar a semelhança de triângulos, resultando na equação 26.

Figura 8 – Forças atuantes na seção transversal resistente



(fonte: MANUAL DE REFORÇO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO COM FIBRAS DE CARBONO, 2010, não paginado)

$$\frac{\epsilon_c}{x} = \frac{\epsilon_s}{d - x} \quad (\text{equação 26})$$

Onde:

ϵ_c = deformação final do compósito de fibra de carbono;

x = posição da linha neutra.

Após esse cálculo, é necessário avaliar se está é a posição que define o equilíbrio dos esforços internos. Para isso, calculam-se as forças internas atuantes na seção transversal através das equações 27,28 e 29.

$$F_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot x \cdot b_w \quad (\text{equação 27})$$

$$F_s' = f_{yd} \cdot A_s' \quad (\text{equação 28})$$

$$F_s = f_{yd} \cdot A_s \quad (\text{equação 29})$$

Onde:

F_c = força resultante na seção de concreto comprimido;

F_s' = força resultante na armadura comprimida;

F_s = força resultante na armadura tracionada.

Por fim, calcula-se a força atuante no CFC a partir do equilíbrio de momentos internos e externos no eixo da armadura tracionada e no eixo da direção da resultante da força de compressão no concreto. Esse cálculo é realizado através das equações 30,31,32,33 e 34.

$$M_i = M_c + M_s' + M_s + M_{cfc} \quad (\text{equação 30})$$

$$M_c = F_c \times (d - 0,4 \cdot x) \quad (\text{equação 31})$$

$$M_s' = F_s' \times (d - d'') \quad (\text{equação 32})$$

$$M_s = F_s \times d_s \quad (\text{equação 33})$$

$$M_{cfc} = F_c \times d' \quad (\text{equação 34})$$

Onde:

M_i = momento interno resistente da seção transversal;

M_c = momento devido à força resultante do concreto;

M_s' = momento devido à armadura de compressão;

M_s = momento devido à armadura de tração;

M_{cfc} =momento devido ao compósito.

Por fim, a área necessária para o compósito é calculada pela equação 35:

$$A_{fc} = \frac{F_{fc}}{\sigma_{fc}} \quad (\text{equação 35})$$

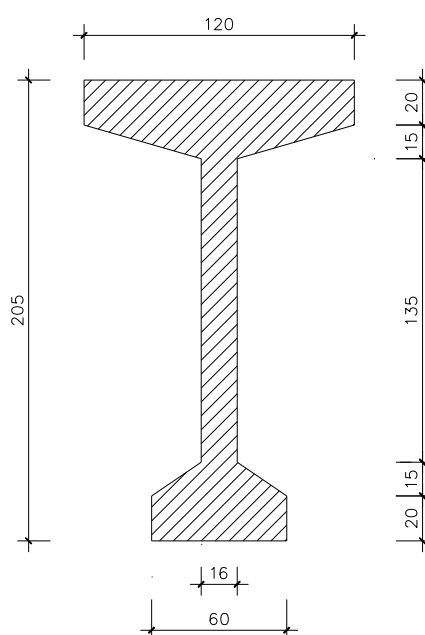
É importante ressaltar que os CFC não possuem um patamar de escoamento, ou seja, eles possuem um comportamento elástico-linear até a ruptura. Isso quer dizer que sua resistência aumenta com o aumento da deformação e, por isso, para determinar a tensão resistente da fibra de carbono (σ_{fc}) deve-se observar as informações oferecidas pelo fabricante. A tensão no compósito é determinada pela equação 36:

$$\sigma_{fc} = \xi_b \times E_{cfc} \quad (\text{equação 36})$$

6 PONTE SOBRE O SACO DA MANGUEIRA

Em 9 de julho de 2005, uma vistoria foi realizada na Ponte sobre o Saco da Mangueira. A mesma, localizada na BR-392, trecho Pelotas - Rio Grande é formada por oito vãos isostáticos, cada um com uma extensão de 30,1 m, totalizando 240,8 m. Esses vãos são suportados, individualmente, por quatro vigas pré-moldadas, com seção tipo I e com uma altura total de 205 cm, como mostrado na figura 9.

Figura 9 – Seção Transversal da viga pré-moldada



(fonte: material não publicado)¹⁷

A análise desta ponte já inicia com um problema: a falta do projeto original. Todo o material disponível são fotos da época da construção, que podem ser vistas no ANEXO B - Fotos da Construção da Ponte Saco da Mangueira, e o relatório, que é resultado da vistoria realizada. Com base nesses materiais, que indicam o número de cabos de protensão e a bitola usada, o Engenheiro Renato José Garcia elaborou aquilo que foi considerado o projeto inicial, que pode ser visto no Anexo C – Memória de Cálculo da Ponte Saco da Mangueira. Como não havia nenhum dado oficial de resistência da ponte, optou-se pela não realização de ensaios de cargas, já que além de invasivo, esse ensaio poderia resultar em uma deformação irreversível

¹⁷ Figura obtida no Relatório de Vistoria da Ponte sobre o Saco da Mangueira, realizado pelo Eng. Renato Garcia.

a estrutura. Em conversa com o engenheiro responsável pela obra original, foi constatado que a ponte foi projetada para um trem tipo classe 36 t (informação verbal) ¹⁸.

A partir das fotos da vistoria, conclui-se que as manifestações patológicas mais comprometedoras estavam presentes nas armaduras de protensão e nas armaduras passivas, que apresentavam elevado grau de corrosão e até mesmo cabos rompidos. A origem desta corrosão pode ser atribuída à má concretagem, pois é possível observar em diversos locais que, além do espaçamento mínimo entre barras não ter sido respeitado, há grandes extensões da base da viga que não foram corretamente preenchidas pela concretagem original e que o cobrimento das armaduras, que varia, geralmente, entre 2,5 e 4 cm em superestruturas, não foi respeitado. Essa falta de cuidado durante a execução da concretagem resultou em regiões com severa segregação do concreto, ou até mesmo a falta dele. Além disso, em alguns pontos, foi possível encontrar estribos que emergem do concreto. Em outros, foi possível observar que a base da viga, na região de apoio da estrutura, se encontra deteriorada. Essa deterioração é resultado da concentração de tensões resultantes, que ocorre devido à combinação entre a falta de um aparelho de apoio adequado e um concreto segregado, mal vibrado e submetido a elevadas tensões introduzidas pela corrosão das armaduras. É importante lembrar que a falta de manutenção e a localização da ponte em um ambiente agressivo também são responsáveis pelas manifestações patológicas.

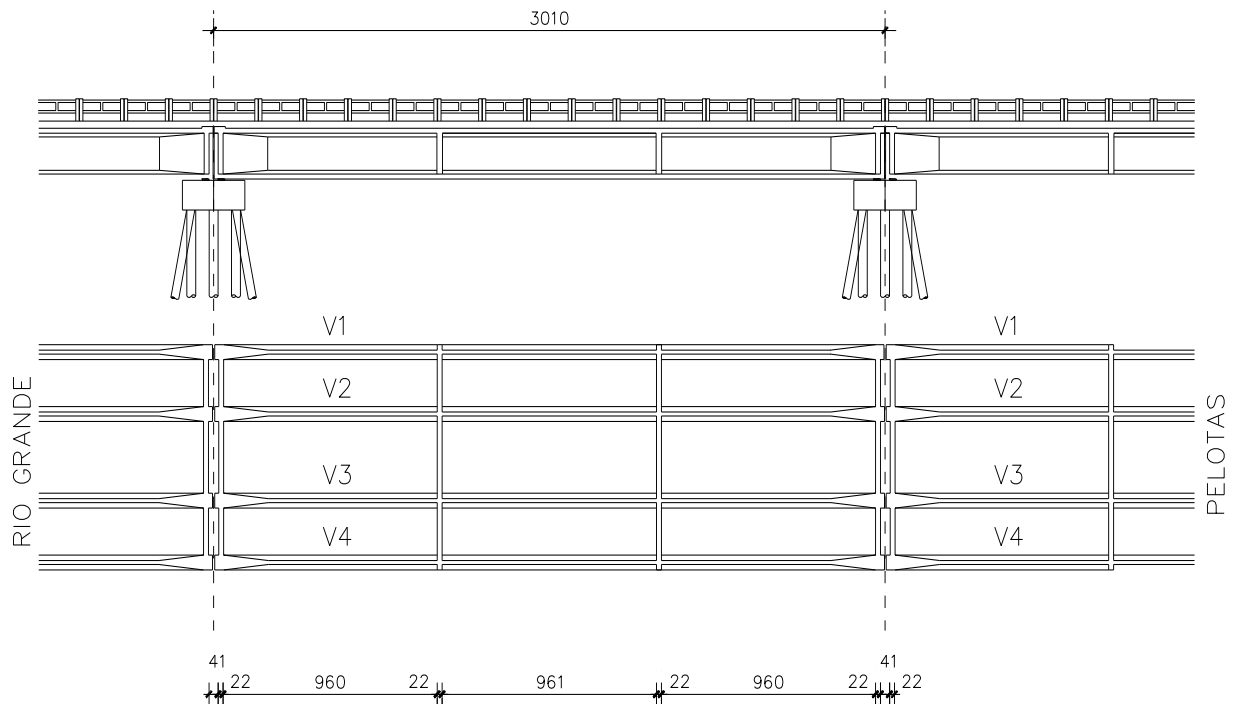
Em relação ao concreto que compõe a estrutura, o mesmo apresenta-se fortemente carbonatado e, por isso, deixou de proteger as armaduras contra a corrosão. Essa manifestação patológica, a carbonatação, além de ser uma ação do meio ambiente agressivo, também é consequência da incorreta drenagem das águas pluviais que entram em contato com a estrutura e da falta de elementos de vedação nas juntas.

Além disso, o concreto na base das vigas apresenta-se bastante estufado e fissurado, principalmente nas regiões mais centrais do vão, onde há maior concentração de armadura. Com isso, é possível afirmar que a corrosão é generalizada, o que torna necessário que os procedimentos de recuperação envolvam toda a extensão da viga. No entanto, não se observa deformações residuais nas vigas, nem mesmo nas vigas V1 e V4, que, por estarem localizadas nas regiões externas do vão, como pode ser visto na figura 10, são as mais solicitadas. Isso indica que as vigas ainda mantêm um bom comportamento elástico.

¹⁸ Informação obtida em entrevista com o Eng. Renato Joé Garcia, ocorrida no dia 23/06/2017, na sede da empresa ProCálculo Engenharia de Estruturas, em Porto Alegre/RS.

Todos esses problemas, que são destacados nas fotos do ANEXO A – Fotos da Vistoria da Ponte Saco da Mangueira resultaram em uma redução da capacidade de carga da estrutura, tornando necessária a aplicação de medidas de recuperação. Embora a recuperação necessária seja apenas adequar às vigas para a classe que foram projetadas (36 t), nesse trabalho também será analisada a opção de aumentar o trem de carga da mesma para 45 t. Essa opção é levada em conta, principalmente, pela localização da ponte junto ao Porto de Rio Grande, fato que colabora para que esta seja submetida com frequência ao tráfego de carregamento pesado ou até mesmo de cargas especiais.

Figura 10 – Vista e planta de um vão típico da ponte



(fonte: trabalho não publicado)¹⁹

A recuperação da capacidade de carga da ponte passa, em primeiro lugar, pela recomposição da seção de concreto que compõe as vigas. Considerando o aspecto geral da estrutura, essa recomposição deverá abranger todas as vigas longitudinais, uma vez que todas apresentam concreto sem condições de proteger as armaduras e cobrimento insuficiente.

¹⁹ Figura obtida no Relatório de Vistoria da Ponte sobre o Saco da Mangueira, realizado pelo Eng. Renato Garcia.

Antes da recomposição da seção, deverá haver um processo de limpeza da parte degradada, com apicoamento e eliminação do concreto comprometido pela expansão causada pelos produtos de corrosão. A escovação das armaduras originais para a eliminação da parte corroída é essencial, e a aplicação de produtos específicos para inibição de corrosão sobre este aço é recomendada.

O material utilizado para a nova concretagem, seja ele argamassa de alto desempenho ou graute, deverá apresentar fluidez suficiente para que o preenchimento da nova seção seja total, e não restem espaços vazios na interface entre a seção original e nova, comprometendo a aderência. Ainda deverá apresentar baixa permeabilidade, para que sirva de barreira aos agentes agressivos presentes no ambiente marinho onde a obra localiza-se. Para tanto, recomenda-se fator água/cimento baixo, fck elevado e alto teor de finos. Por isso, é recomendada a utilização do graute, já que o mesmo além de alcançar alta resistência inicial e final em um curto período, garante maior proteção contra os efeitos da corrosão, pois possui baixa permeabilidade.

6.1 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE REFORÇO

Segundo Souza e Ripper (2001, p.171) para o dimensionamento dos elementos de reforço, além de não existirem normas específicas para o assunto, há muitos aspectos poucos claros sobre o assunto. Porém, é de senso comum, que esse dimensionamento deve iniciar pela avaliação da resistência residual do elemento estudado já que, além de permitir quantificar o que ainda pode ser aproveitado da peça existente e, conseqüentemente, reduzir a quantidade de reforço utilizado, também determina se há ou não necessidade de escorar a estrutura. Essas informações são importantes, pois são fatores decisivos na análise da viabilidade econômica da execução dos trabalhos de recuperação e reforço.

Para essa avaliação, foram feitas algumas considerações importantes. Em primeiro lugar, por falta de conhecimento dos valores de resistência característica do concreto à compressão e o do cobrimento utilizados na estrutura, foram adotados os valores mínimos exigidos pela norma brasileira na época para estruturas com concreto protendido, 22 MPa e 5 cm respectivamente. Além disso, levando em consideração o estado de corrosão em que a

armadura ativa se encontra, foi desconsiderada a existência de armadura passiva, pois a mesma não exercia qualquer função na estrutura.²⁰

Além disso, considerando a época de construção da ponte, em torno de 1950, é importante ressaltar que, naquela época, os cabos de protensão não eram fabricados como hoje em dia. Esses cabos eram formados por fios lisos, envolvidos por camadas de papel Kraft e pintados com betume. Na obra em questão, foram usados 13 cabos de protensão, formados por 10 fios com diâmetro de 7 mm²¹. Essa informação é importante, pois, como mencionado anteriormente, foi possível observar durante a vistoria, que uma das vigas possui pelo menos dois fios rompidos, como mostra a foto 1 do Anexo A. Apesar de não ser possível analisar se todos os cabos possuem fios rompidos, por medida de segurança, optou-se por considerar a pior situação, ou seja, todos os cabos possuem dois fios rompidos. A área de aço protendido foi obtida a partir da equação 37.

$$A_p = \frac{8 \cdot \pi d^2}{4} \quad (\text{equação 37})$$

$$A_p = 3,078 \text{ cm}^2 \text{ por cabo.}$$

Considerando que cada viga é formada por 13 cabos, obtém-se um valor de 40,02 cm² de aço protendido por viga. No entanto, os métodos que foram utilizados para o dimensionamento dos reforços nesse trabalho levam em consideração a quantidade de armadura passiva, tornando necessária a realização de uma equivalência de valores através da equação 38. Considerando que o aço utilizado como armadura ativa foi o CP 125/140²², e fazendo a equivalência para um aço CA50, obteve-se um valor de $A_s = 100,046 \text{ cm}^2$.

²⁰ Informação obtida em entrevista com o Eng. Renato Joé Garcia, ocorrida no dia 23/06/2017, na sede da empresa ProCálculo Engenharia de Estruturas, em Porto Alegre/RS.

²¹ Idem.

²² Informação obtida através de uma foto retirada durante a realização da obra, fornecida pelo Eng. Renato Garcia.

$$A_s \cong A_p \frac{f_{ypd}}{f_{yd}} \quad (\text{equação 38})$$

Onde:

A_s = área de armadura interna;

A_p = área de armadura protendida;

f_{ypd} = resistência ao escoamento do aço da armadura ativa;

f_{yd} = resistência ao escoamento do aço da armadura passiva.

Para a obtenção dos valores da posição do centroide e do momento de inércia, foi utilizado o auxílio do quadro 10 e das equações 39 e 40.

Quadro 10 – Cálculo da Posição do Centroide e do Momento de Inércia

Elemento	b(cm)	h(cm)	A (cm ²)	Yi (cm)	Izgi (cm ⁴)	A.Yi	A (yi-yg) ²
1	120	20	2400	195	80000	468000	12668321,53
2	52	15	390	180	58586,67	70200	1296311,433
3	16	165	2640	102,5	5989500	270600	1039898,584
4	52	15	390	180	58586,67	70200	1296311,433
5	22	15	165	25	2062,5	4125	1563610,371
6	22	15	165	25	2062,5	4125	1563610,371
7	60	20	1200	10	40000	12000	15146201,58
Σ			7350		6230798	899250	34574265,31

(fonte: elaborado pela autora)

$$Y_g = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A} = 122,35 \text{ cm} \quad (\text{equação 39})$$

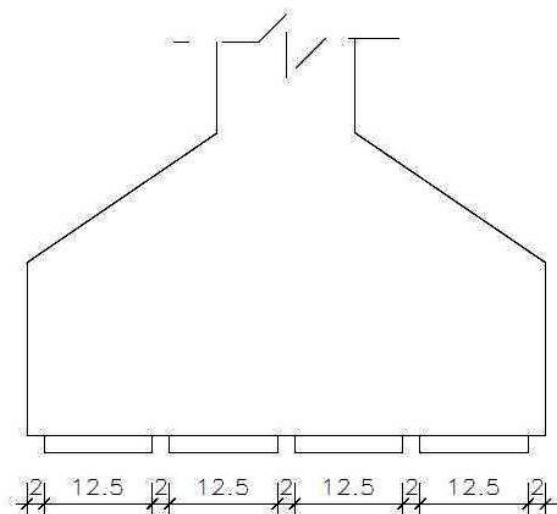
$$I_{zg} = \sum I_{zgi} + \sum A_i (y_g - y_i)^2 \quad (\text{equação 40})$$

$$I_{zg} = 40805063,64 \text{ cm}^4$$

6.2 CÁLCULO DAS ÁREAS DE REFORÇO COM CHAPAS DE AÇO

Para esses cálculos, foi determinado que o reforço com chapas de aço deve ser realizado com 4 chapas grossas de aço GC250, com uma largura de 12,5 cm, que devem estar dispostas na base da viga como mostra a figura 11. Essa decisão foi feita pensando em tornar mais fácil o processo de aplicação e fixação do reforço, considerando o elevado peso das chapas de aço.

Figura 11 - Disposição das chapas de aço



(fonte: elaborado pela autora)

6.2.1 Cálculo do Reforço para a Hipótese I:

Com os valores obtidos anteriormente, foi possível determinar o momento resistente da seção e o valor de momento que deve ser absorvido pelo reforço para a primeira hipótese, que é adequar a ponte ao trem de carga inicial de 36 t. Os cálculos foram feitos da seguinte forma:

a) cálculo do momento resistente da seção:

$$M_R = (A_p \cdot f_{ypd}) \times (d_p - \frac{y}{2}) \quad (\text{equação 41})$$

Onde:

$$A_p = 40,02 \text{ cm}^2;$$

$$f_{ypd} = 125 / (1,15) = 108,69 \text{ kN/cm}^2$$

$$d_p = 195 \text{ cm};$$

$$y = 205 - y_G = 82,65 \text{ cm};$$

$$M_R = 668479,6 \text{ kN.cm.}$$

b) Cálculo do momento fletor:

b.1) Cargas Permanentes:

Peso Próprio da Viga:	18,375 kN/m
Laje:	15,125 kN/m
Pavimento:	3,157 kN/m
Guarda Rodas:	0,7 kN/m
Guarda Corpo:	0,1 kN/m
Apoio do Guarda Corpo:	0,625 kN/m
Laje de Passeio:	1,35625 kN/m
q _t :	40,17 kN/m

b.2) Momento referente às cargas permanentes:

$$M_p = \frac{q_t \cdot l^2}{8} \quad (\text{equação 42})$$

Onde:

$$q_t = 40,17 \text{ kN/m};$$

$$l = 30,1 \text{ m};$$

$$M_p = 454967,08 \text{ kN.m.}$$

b.3) Momento referente às sobrecargas:

$$M_s = \frac{(q_M \cdot v) \cdot l^2}{8} + \left(\frac{C \cdot l}{4} \right) \cdot \omega \quad (\text{equação 43})$$

Onde:

$$q_M = \text{carga de multidão} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$v = \text{largura do tabuleiro} = 12 \text{ m};$$

$$C = \text{Classe da ponte} = 360 \text{ kN};$$

$$\omega = \text{coeficiente devido à distribuição de Courbon} = 0,69;$$

$$M_s = 2293,90 \text{ kN.m.}$$

Assim, foi possível encontrar o valor de momento total atuante sobre a viga e o valor de momento que deve ser absorvido pelo reforço, que são 9581 kN.m e 2896,21 kN.m, respectivamente e, então, dimensionar as áreas de reforço necessárias pelos métodos descritos anteriormente.

6.2.1.1 Método de J. Bresson:

Os cálculos foram feitos da seguinte forma:

a) Cálculo da posição da linha neutra de acordo com o estágio II:

$$x = \frac{0,5 \cdot b_f \cdot h_f + a \cdot A_s \cdot d}{b_f \cdot h_f + a \cdot A_s} \quad (\text{equação 44})$$

Onde:

x = posição da linha neutra no Estádio II;

b_f = altura da alma;

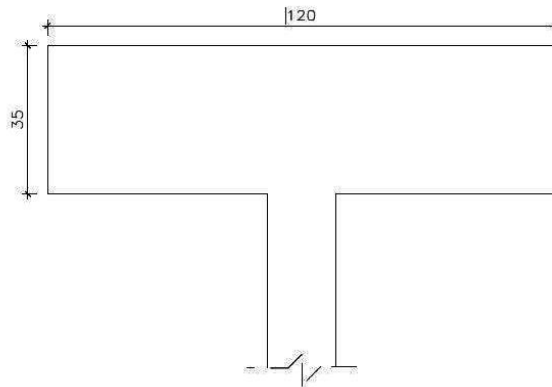
h_f = espessura da alma;

A_s = área de armadura passiva;

d = altura total da viga.

Nesse tópico, é importante destacar que, embora a viga original tenha um chanfro, como pode ser visto na figura 9, por motivos de cálculo foi considerada que a viga estudada possui uma seção T, como pode ser visto na figura 12. Substituindo os valores na equação 44, encontra-se 47,5 cm.

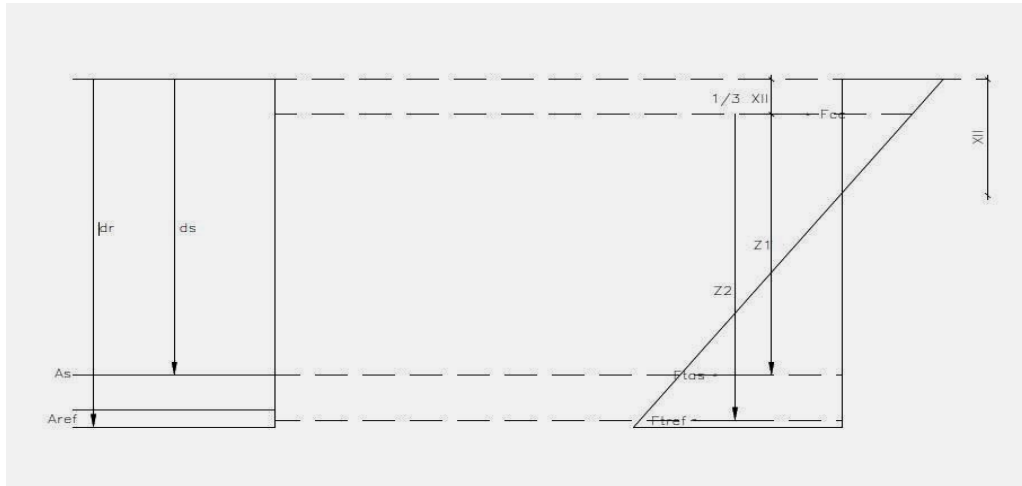
Figura 12 – Seção superior da viga considerada nos cálculos



(fonte: elaborado pela autora)

Com esse valor, e baseado no diagrama de tensões que pode ser visto na figura 13, foi possível calcular os valores de braço de alavanca da armadura interna em relação à fibra mais comprimida e da armadura de reforço em relação à fibra mais comprimida.

Figura 13– Diagrama de Tensões do Estágio II



(fonte: material não publicado)

Assim:

$$Z_1 = d_s - \frac{x}{3} \quad (\text{equação 45})$$

Onde:

Z_1 = braço de alavanca da armadura interna em relação à fibra mais comprimida;

d_s = posição da armadura interna;

x = posição da linha neutra.

$$Z_2 = d_R - \frac{x}{3} \quad (\text{equação 46})$$

Onde:

Z_2 = braço de alavanca da armadura de reforço em relação à fibra mais comprimida;

d_R = posição da armadura de reforço;

x = posição da linha neutra.

Substituindo os valores nas equações 40 e 41, encontra-se Z_1 igual a 184,17 cm e Z_2 igual a 189,67 cm.

b) Cálculo das tensões nos materiais:

$$\sigma_{c1} = \frac{M_p}{I_{zg}} \times y_c \quad (\text{equação 47})$$

Onde:

σ_{c1} = tensão no concreto com a viga solicitada apenas pelas cargas permanentes;

M_p = momento referente às cargas permanentes.

$$\sigma_{c2} = \frac{M_s}{I_{zg}} \times y_c \quad (\text{equação 48})$$

Onde:

σ_{c2} = tensão no concreto com a viga solicitada apenas pelas sobrecargas;

M_s = momento referente às sobrecargas.

$$\sigma_{a1} = \frac{M_p}{I_{zg}} \times y_a \quad (\text{equação 49})$$

Onde:

σ_{a1} = tensão na armadura interna com a viga solicitada apenas pelas cargas permanentes;

M_p = momento referente às cargas permanentes.

$$\sigma_{a2} = \frac{M_s}{I_{zg}} \times y_a \quad (\text{equação 50})$$

Onde:

σ_{a2} = tensão na armadura interna com a viga solicitada apenas pelas sobrecargas;

M_s = momento referente às sobrecargas.

$$\sigma_{aR} = \frac{f_{yk}}{\gamma} \quad (\text{equação 51})$$

Onde:

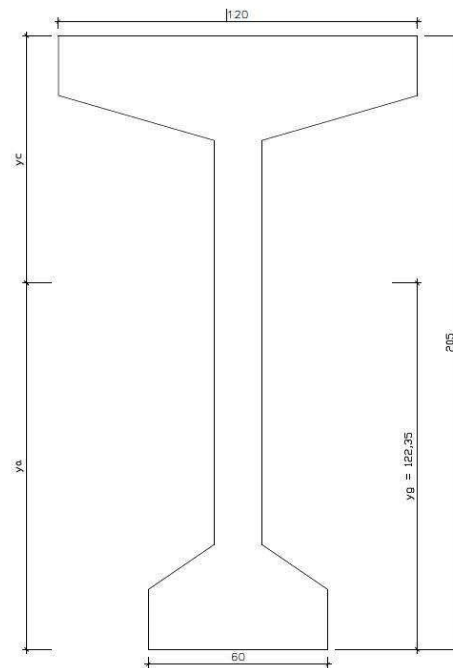
σ_{aR} = tensão na armadura de reforço;

f_{yk} = resistência característica ao escoamento do aço de reforço;

γ = coeficiente de segurança de 1,15.

Os valores de y_c e y_a , que são, respectivamente, os valores de distância do centroide até a fibra mais comprimida e até a fibra mais tracionada podem ser vistos mais facilmente na figura 14. Os valores encontrados nas equações 47, 48, 49, 50 e 51 são apresentados no quadro 11.

Figura 14 – Distâncias em relação ao centroide



(fonte: elaborado pela autora)

Quadro 11 – Valores de Tensões obtidos para a Hipótese I

σ_{c1}	0,92 kN/cm ²
σ_{c2}	0,46 kN/cm ²
σ_{a1}	10,91 kN/cm ²
σ_{a2}	5,50 kN/cm ²
σ_{aR}	21,74 kN/cm ²

(fonte: elaborado pela autora)

Substituindo esses valores na equação 6, foi possível encontrar um valor de área de reforço igual a 144,11 cm² por viga, que resulta em quatro chapas de aço com largura de 12,5 cm e espessura de 30 mm, cada.

6.2.1.2 Método de Cánovas:

Os cálculos foram feitos da seguinte forma:

a) Cálculo da posição da linha neutra de acordo com o estágio III:

$$y = \frac{A_p \cdot \sigma_p}{0,85 f_{cd} \cdot b_w} \quad (\text{equação 52})$$

Onde:

A_p = área de aço protendido = 40,02 cm²;

$\sigma_p = \frac{125}{1,15} = 108,70$ kN/cm²;

$f_{cd} = \frac{2,2}{1,4} = 1,57$ kN/cm².

E

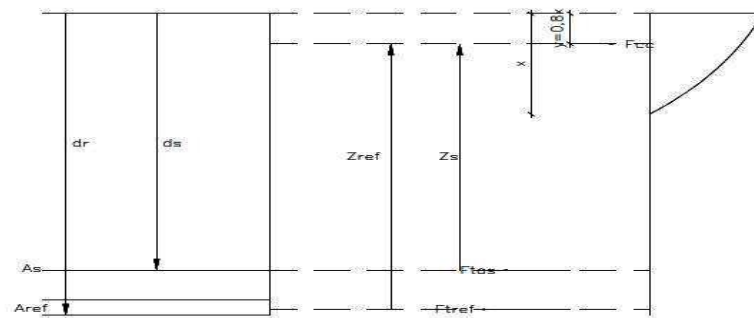
$$x = \frac{y}{0,8} \quad (\text{equação 53})$$

Onde:

x = posição da linha neutra.

Com esse valor, e baseado no diagrama de deformações que pode ser visto na figura 15, é possível calcular os valores de braço de alavanca da armadura de reforço.

Figura 15 – Diagrama de Tensões do Estádio III



(fonte: elaborado pela autora)

Assim:

$$Z_s = d_s - \frac{y}{2} \quad (\text{equação 54})$$

Onde:

 Z_s = braço de alavanca da armadura de reforço; d_s = posição da armadura de reforço;

b) Cálculo da tensão na armadura de reforço:

$$\sigma_{srs} = \frac{f_{yk}}{\gamma} \quad (\text{equação 55})$$

Onde:

 σ_{srs} = tensão na armadura de reforço; f_{yk} = resistência característica ao escoamento do aço de reforço; γ = coeficiente de segurança de 1,15.

Os valores encontrados nas equações 52, 53, 54 e 55 são apresentados no quadro 12.

Quadro 12 – Valores da posição da Linha Neutra e da Tensão na Armadura de Reforço

Y	27,14 cm
X	33,92 cm
σ_{srs}	21,74 kN/cm ²

(fonte: elaborado pela autora)

Substituindo esses valores na equação 14, foi possível encontrar um valor de área de reforço igual a 63,97 cm² por viga, que resulta em quatro chapas de aço com largura de 12,5 cm e espessura de 15 mm, cada.

6.2.1.3 Método de Campagnolo:

Para o dimensionamento da área de reforço a partir desse método, foi utilizado o auxílio de uma planilha de Excel, que pode ser vista na figura x, responsável pelo cálculo iterativo entre as equações 56, 23 e 24. Para isso, a equação 56 foi isolada em função de I_x e comparada com a equação 23, resultando em um valor de x. Através da equação 24, foi feito um cálculo iterativo através de valores de A_s , até encontrar um valor x próximo ao encontrado pela primeira iteração.

$$\sigma_{ch} = \frac{E_{sch}}{E_c} \frac{M}{I_x} (d_{ch} - x) = f_{ych} \quad (\text{equação 56})$$

Onde:

σ_{ch} = tensão atuante;

E_{sch} = módulo de elasticidade do aço de reforço = 210000 MPa ;

E_c = módulo de elasticidade do concreto = 26266,33 MPa;

M = momento total atuante sobre a seção = 9581,00 kN.m;

I_x = momento de inércia da seção que é calculado através da equação 23 ;

d_{ch} = módulo de elasticidade do concreto = 26266,33 MPa;

x = posição da linha neutra ;

f_{ych} = tensão de escoamento do aço utilizado para reforço.

Assim, foi encontrado um valor de área de reforço igual a 80,05 cm² por viga, que resulta em quatro chapas de aço com largura de 12,5 cm e espessura de 20 mm, cada.

Os valores obtidos para a primeira hipótese podem ser vistos no quadro 13.

Quadro 13 – Valores de As obtidos para a Hipótese I

Método	Área	Espessura
J. Bresson	144,11 cm ²	30 mm
Canovas	63,97 cm ²	15 mm
Campagnolo	80,05 cm ²	20 mm

(fonte: elaborado pela autora)

Figura 16 – Planilha de Excel utilizada para os cálculos iterativos

Esch=	20.000	KN/cm ²	(1)	$\sigma_{ch} = \frac{E_{ch} N}{E_c I_x} (d_{ch} - x)$
Ec=	2626,63	KN/cm ²	(2)	$I_x = \frac{b_w x^3}{3} + \frac{E_c}{E_s} A_s (d - x)^2 + \frac{E_c}{E_s} A_s' (x - d')^2 + \frac{E_{ch}}{E_c} A_{ch} (d_{ch} - x)^2$
Es=	21000	KN/cm ²	(3)	$x = \frac{-[(A_s + A_s') E_s + A_{ch} E_{ch}] + \sqrt{[(A_s + A_s') E_s + A_{ch} E_{ch}]^2 + 2 E_c b_w [E_s (A_s d + A_s' d') + A_{ch} E_{ch} d_{ch}]}}{E_c b_w}$
bw=	16	cm		
As'=	0	cm ²		
As=	100,046	cm ²		
d'=	0	cm		
d=	200	cm		
dch=	205,5	cm		
M=	1023522,57	KN.cm		
fych=	25	KN/cm ²		
(1) e (2)	x	=	120,271	cm
(3)	Asch	=	80,05	cm ²
				→ (2) - (1) = 0,000 (deve ser = 0)
				→ x = 120,271 [cm] (confere?)

(fonte:elaborado pela autora)

6.2.2 Cálculo do Reforço para a Hipótese II:

Para a segunda hipótese, que é aumentar o trem de carga da ponte para 45 t, os valores de momento resistente e o momento referente às cargas permanentes não se alteram. Os demais cálculos foram feitos da seguinte maneira:

a) Momento referente às sobrecargas:

$$M_s = \frac{(q_M * v) * l^2}{8} + \left(\frac{C * l}{4}\right) * \omega \quad (\text{equação 57})$$

Onde:

q_M = carga de multidão = 5 kN/m²

v = largura do tabuleiro = 12 m;

C = Classe da ponte = 450 kN;

ω = coeficiente devido à distribuição de Courbon = 0,69;

M_s = 2336,51 kN.m.

Assim, foi possível encontrar o valor de momento total atuante sobre a viga e o valor de momento que deve ser absorvido pelo reforço, que são 10235,23 kN.m e 3350,43 kN.m.

6.2.2.1 Método de J. Bresson:

Os cálculos foram feitos da seguinte forma:

- a) Cálculo da posição da linha neutra de acordo com o estágio II: esse valor, assim como os valores de braços de alavanca são os mesmos calculados para a hipótese I.
- b) Cálculo das tensões nos materiais: esses valores são obtidos também pelas equações 47,48,49,50 e 51 alterando apenas o valor do momento referente às sobrecargas. Esses valores podem ser vistos no quadro 14.

Quadro 14 – Valores de Tensões obtidos para a Hipótese II

σ_{c1}	0,92 kN/cm ²
σ_{c2}	0,46 kN/cm ²
σ_{a1}	10,91 kN/cm ²
σ_{a2}	5,50 kN/cm ²
σ_{aR}	21,74 kN/cm ²

(fonte: elaborado pela autora)

Substituindo esses valores na equação 6, foi possível encontrar um valor de área de reforço igual a 155,44 cm² por viga, que resulta em quatro chapas de aço com largura de 12,5 cm e espessura de 32 mm, cada.

6.2.2.2 Método de Cánovas:

Os cálculos foram feitos da seguinte forma:

- a) Cálculo da posição da linha neutra de acordo com o estágio III: é o mesmo valor obtido através das equações 47 e 48 para a hipótese I, de 33,92 cm. O valor do braço de alavanca da armadura de reforço também não se altera ao calculado na hipótese I, de 186,43 cm.
- b) Cálculo da tensão no material de reforço: mesmo valor obtido pela equação 50 na hipótese I, de 21,74 kN/cm².

Substituindo esses valores na equação 14, foi possível encontrar um valor de área de reforço igual a 75,17 cm² por viga, que resulta em quatro chapas de aço com largura de 12,5 cm e espessura de 15 mm, cada.

6.2.2.3 Método de Campagnolo:

Para o dimensionamento da área de reforço a partir desse método, também foi utilizado o auxílio da planilha que pode ser vista na figura 12, encontrando um valor de área de reforço igual a 105,5 cm² por viga, que resulta em quatro chapas de aço com largura de 12,5 cm e espessura de 22 mm, cada.

Os valores obtidos de área de reforço para a segunda hipótese podem ser vistos no quadro 15.

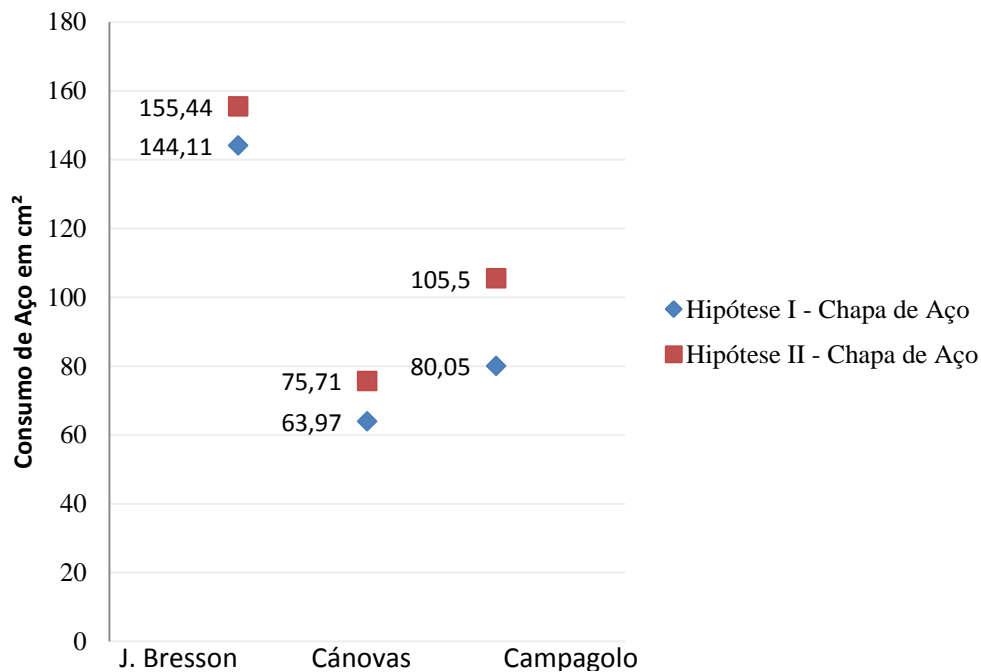
Quadro 15 – Valores de As obtidos para a Hipótese II

Método	Área	Espessura
J. Bresson	155,44 cm ²	32 mm
Cánovas	75,17 cm ²	15 mm
Campagnolo	105,5 cm ²	22 mm

(fonte: elaborado pela autora)

O gráfico da figura 17 mostra um resumo do consumo de chapas de aço para a realização das duas hipóteses.

Figura 17 – Resumo de Consumo de Chapas de Aço

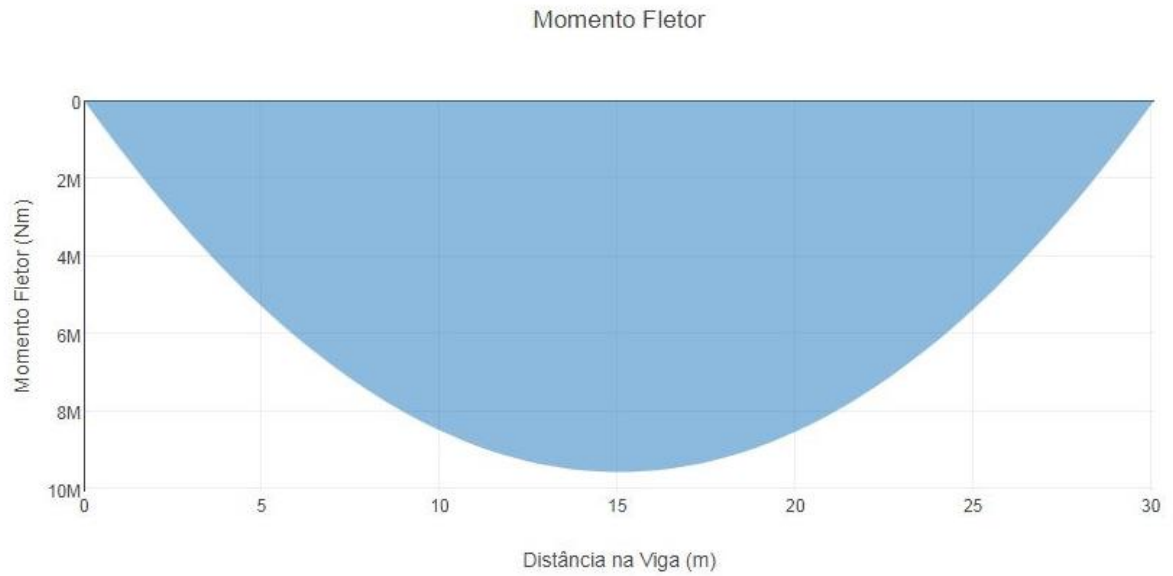


(fonte: elaborado pela autora)

6.2.3 Cálculo do comprimento das chapas de aço:

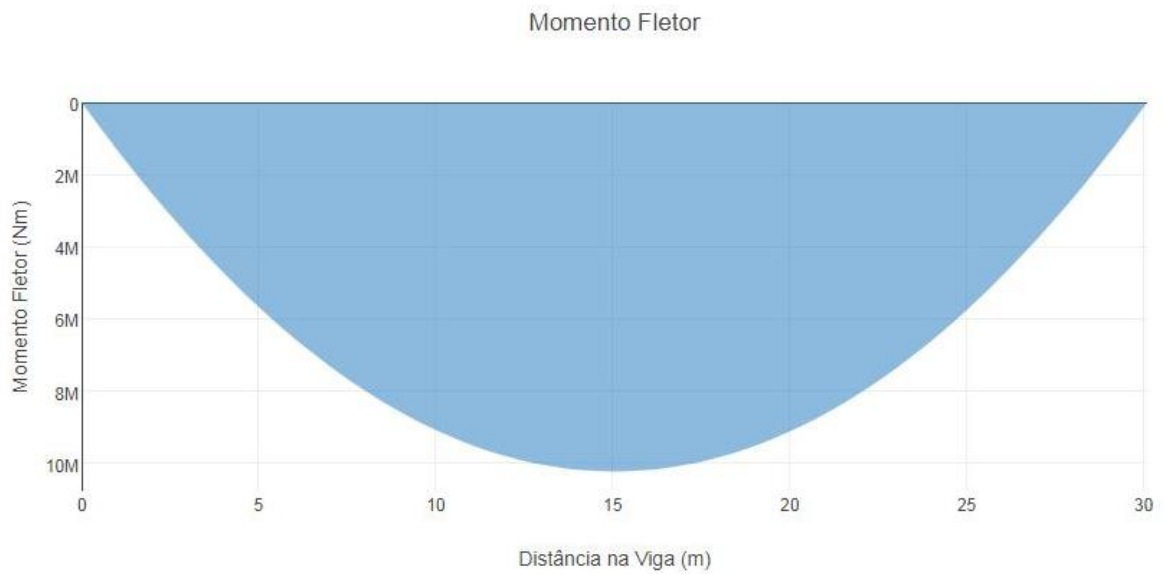
Para o cálculo das chapas de aço, foram utilizados os diagramas de momentos totais para as duas hipóteses e o do momento resistido, que é o mesmo para ambas. Esses diagramas podem ser vistos nas figuras 18,19 e 20.

Figura 18 – Diagrama de Momento Fletor para a Primeira Hipótese – 36 t



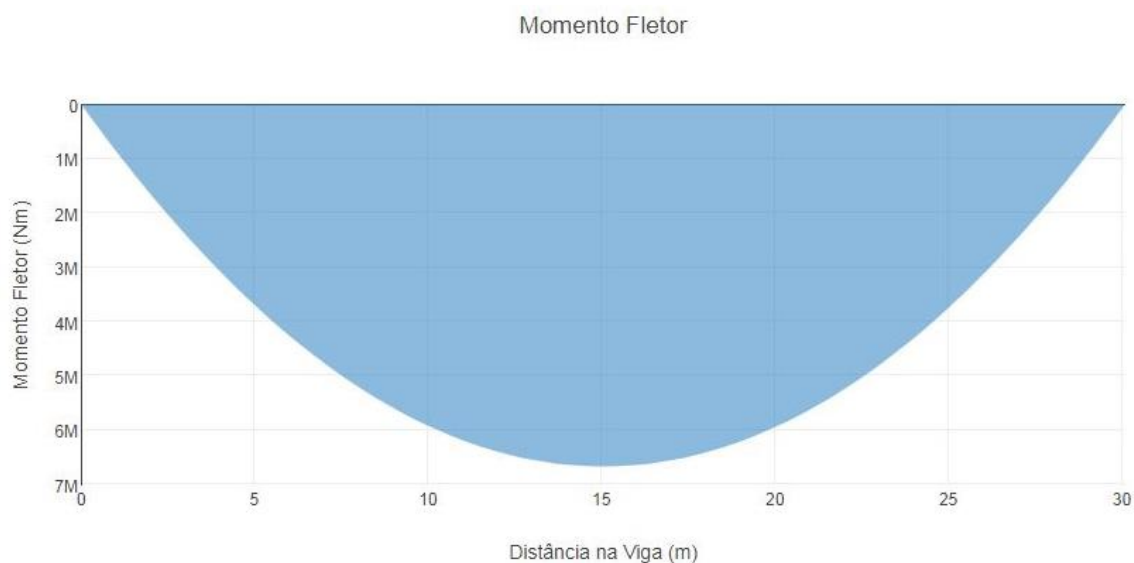
(fonte: elaborado pela autora)

Figura 19 – Diagrama de Momento Fletor para a Segunda Hipótese – 45 t



(fonte: elaborado pela autora)

Figura 20 – Diagrama de Momento Resistido pela Viga



(fonte: elaborado pela autora)

Comparados esses diagramas e considerando, com uma margem de segurança, que o momento resistido pela viga é de 6000 kN.m, é possível determinar que o comprimento necessário de chapa de aço para as duas situações é de 20 m.

6.3 CÁLCULO DAS ÁREAS DE REFORÇO COM FIBRA DE CARBONO

Para o dimensionamento do reforço utilizando compósito de fibra de carbono, foi utilizado um compósito fabricado pela Degussa Construction e comercializado com a denominação de Sistema Compósito Estrutural MBrace™. As principais características do sistema utilizado encontram-se no quadro 16.

Quadro 16 – Características do compósito de carbono fornecidas pelo fabricante

Resistência à Tração	3400 MPa
Espessura	0,165 mm
Módulo de Elasticidade	227000 MPa
Peso Específico	300 g/cm ²
Deformação Última	14,25‰

(fonte: elaborado pela autora)

Considerando que o valor inicial de deformação do concreto é 3,5‰ e que a posição da linha neutra foi encontrada pelas equações 52 e 53, e substituindo esses valores e o valor fornecido pelo fabricante do compósito, é possível, através da equação 26 e da semelhança dos triângulos encontrados na figura 8, encontrar os valores das deformações dos materiais. Esses valores são encontrados no quadro 17.

Quadro 17 – Deformações dos Materiais

ε_{ci}	3,5 ‰
ε_{fc}	19,00 ‰
ε_{bi}	17,65 ‰

(fonte: elaborado pela autora)

Após esses cálculos, calcula-se os valores das forças atuantes na seção transversal através das equações 27 e 29, e dos momentos atuantes através das equações 30,31,33 e 34, para a hipótese I. Esses resultados podem ser vistos respectivamente nos quadros 18 e 19.

Quadro 18 – Forças Atuantes

F_C	725 kN
F_S	4349,83 kN

(fonte: elaborado pela autora)

Quadro 19 – Momentos Atuantes

M_C	14756,85 kN.cm
M_S	722402,60 kN.cm
M_i	958100,22 kN.cm
M_{cfc}	220940,76 kN.cm

(fonte: elaborado pela autora)

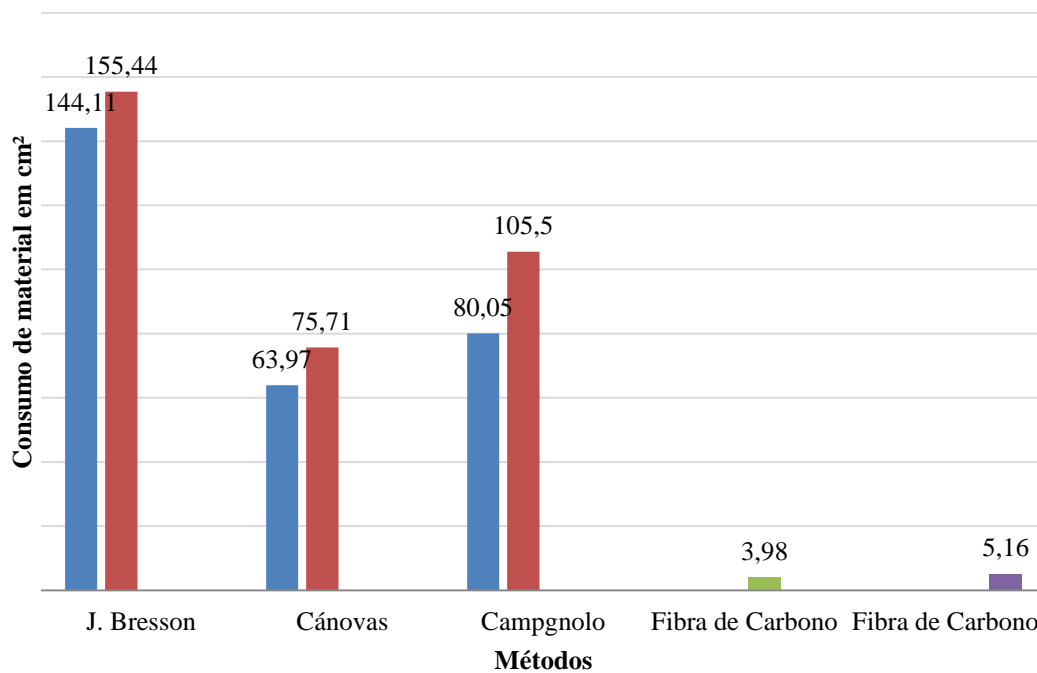
Através da equação 30, foi possível encontrar o valor de momento que deve ser absorvido pelo reforço, que é igual a 220940,76 kN.cm. Substituindo esse valor na equação 34, foi

possível encontrar a força atuante no compósito, de 1287,71 kN. Com esses valores aplicados nas equações 35 e 36, foi possível encontrar o valor de área de fibra de carbono necessária, igual a 3,98 cm².

Para a hipótese II, que é aumentar o trem de carga para 45 t, são utilizados os mesmo valores dos quadros 18 e 19, alterando apenas o momento interno resistente da seção e o momento que deve ser absorvido pelo reforço, que passam a ser 1023522,51 kN.cm e 286363,11 kN.cm respectivamente. Assim, o valor da força atuante do compósito passa a ser 1669,01 kN e o valor de área de fibra de carbono necessária 5,16 cm².

O gráfico da figura x mostra um resumo do consumo de materiais para a realização das duas hipóteses.

Figura 21 – Resumo de Consumo de Materiais



(fonte: elaborado pela autora)

7. CUSTOS

Para o cálculo dos custos, foi feita uma pesquisa com as principais fornecedoras no Rio Grande do Sul dos materiais citados nessa pesquisa: a Gerdau e a Construtec – Produtos Técnicos para a Construção Civil.

7.1 CUSTOS PARA A EXECUÇÃO DO REFORÇO COM CHAPAS DE AÇOS

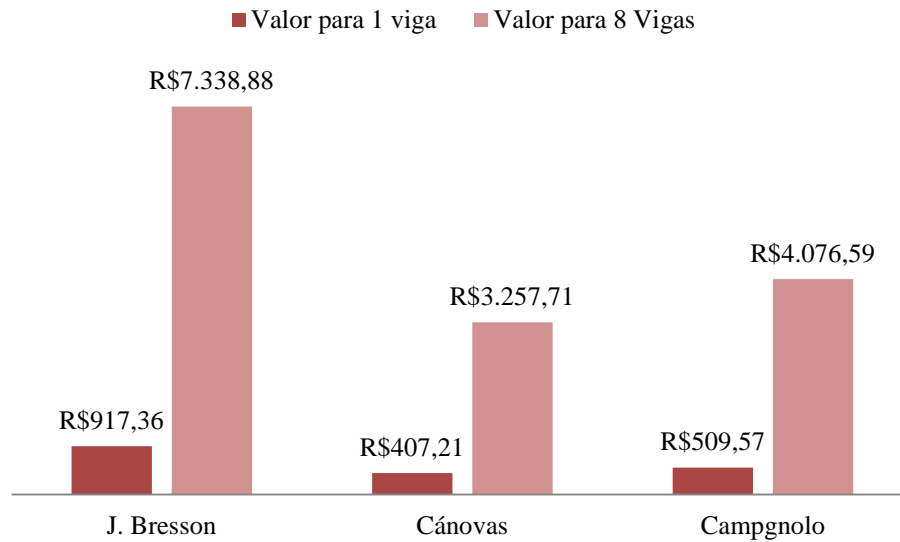
Para o cálculo desse valor, foi considerado apenas o material utilizado para o reforço, a chapa de aço. Esse valor obtido é para chapas de aço GC 250, sendo fornecido o valor por m³. O resultado desse cálculo pode ser visto no quadro 20, enquanto que na figura 22 é possível ver um comparativo entre os custos obtidos para cada técnica em relação à Hipótese I, e na figura 23 em relação à Hipótese II.

Quadro 20 – Custos de materiais para a Execução do Reforço com Chapa de aço

Valor da chapa de aço por m ³				R\$ 3.182,85
Hipótese I- Adequar o Trem de Carga (36 t)				
Método	Consumo (cm ²)	Consumo (m ³)	Valor para 1 viga	Valor para 8 Vigas
J. Bresson	144,11	0,28822	R\$ 917,36	R\$ 7.338,88
Cánovas	63,97	0,12794	R\$ 407,21	R\$ 3.257,71
Campagnolo	80,05	0,1601	R\$ 509,57	R\$ 4.076,59
Hipótese II- Aumentar o Trem de Carga (45 t)				
Método	Consumo (cm ²)	Consumo (m ³)	Valor para 1 viga	Valor para 8 Vigas
J. Bresson	155,44	0,31088	R\$ 989,48	R\$ 7.915,87
Cánovas	75,17	0,15034	R\$ 478,51	R\$ 3.828,07
Campagnolo	105,5	0,211	R\$ 671,58	R\$ 5.372,65

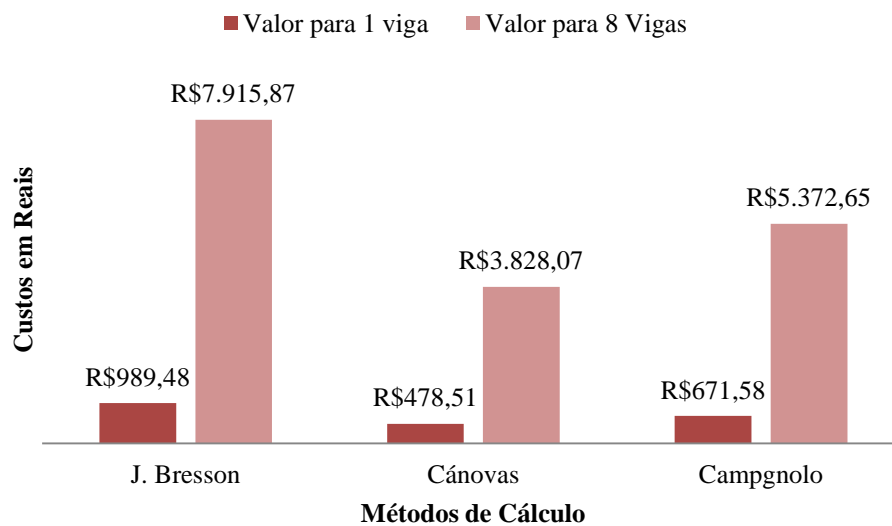
(fonte: elaborado pela autora)

Figura 22 – Custos das Chapas de Aço para a Hipótese I



(fonte: elaborado pela autora)

Figura 23 – Custos das Chapas de Aço para a Hipótese II



(fonte: elaborado pela autora)

7.2 CUSTOS PARA A EXECUÇÃO DO REFORÇO COM FIBRAS DE CARBONO

Para o cálculo desse valor, foram considerados, além do material utilizado para a execução do reforço, a fibra de carbono, os valores da resina epóxi e do primer que devem ser utilizados. Isso ocorre porque, por medida de segurança da empresa fornecedora, para garantir o funcionamento adequado do reforço, nenhum material é vendido separadamente.

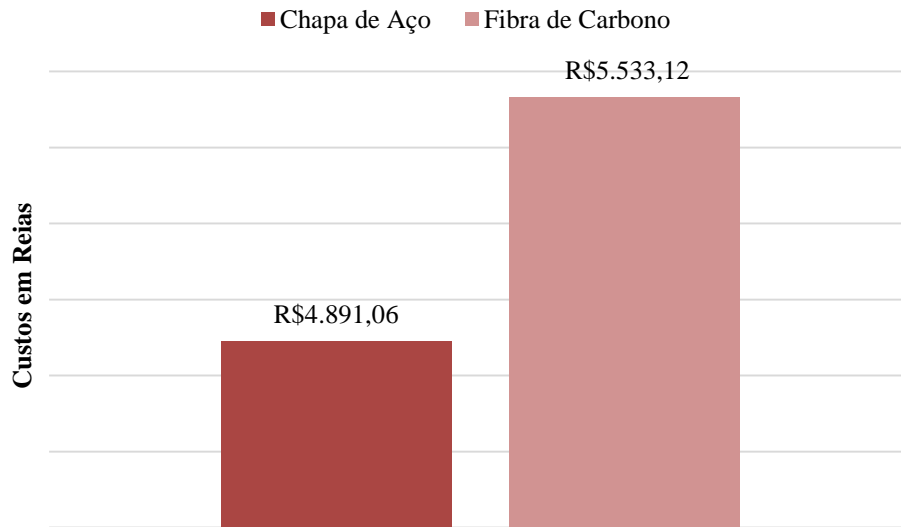
Em conversa com o técnico responsável pela venda do material, foi obtida a informação que com um apenas uma embalagem da fibra de carbono, que possui 5 m e 5 kg, é possível obter a área necessária do reforço para as duas hipóteses. É importante destacar que, embora não seja necessário todo conteúdo da embalagem para a execução do reforço, esse é o valor mínimo que a empresa fornece. Além disso, também foram fornecidas as quantidades necessárias da Resina Epóxi e do primer necessários para a execução da técnica. O valor final desse cálculo pode ser visto no quadro 21, enquanto que na figura 24 é possível ver um comparativo entre os valores médios dos custos da chapa de aço e o do custo da fibra de carbono para a hipótese I, e na figura 25 para a Hipótese II.

Quadro 21 – Custos de materiais para a execução do Reforço com Fibras de Carbono

Valor da Resina Epóxi por kg		R\$	53,31
Valor do Primer por kg		R\$	98,61
Valor da Fibra de Carbono por kg		R\$	110,50
Hipótese I- Adequar o Trem de Carga (36 t) e Hipótese II - Aumentar o Trem de Carga (45 t)			
Material	Consumo	Valor	
Epóxi	1,5 kg	R\$	79,97
Primer	0,6 kg	R\$	59,17
Fibra de Carbono	1 Embalagem	R\$	552,5
		Total para 1 Viga	R\$ 691,64
		Total para 8 Vigas	R\$ 5533,12

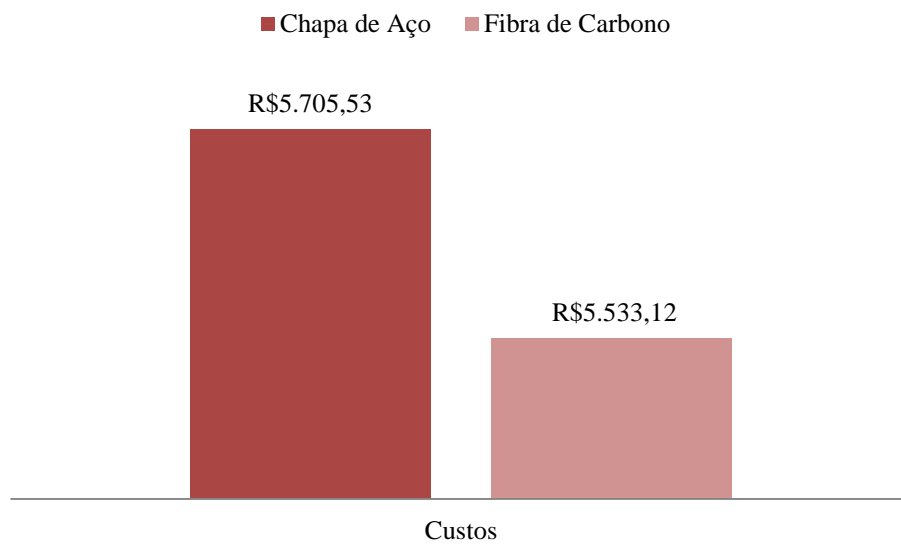
(fonte: elaborado pela autora)

Figura 24 – Comparativo entre o custo médio das chapas de aço e o custo da fibra de carbono para a Hipótese I



(fonte: elaborado pela autora)

Figura 25 – Comparativo entre o custo médio das chapas de aço e o custo da fibra de carbono para a Hipótese II



(fonte: elaborado pela autora)

8 CONCLUSÕES E PROPOSTAS DE TRABALHOS FUTUROS

Baseado nas informações obtidas durante a realização deste trabalho pode-se chegar à conclusão, inicialmente, da necessidade de uma norma brasileira que aborde sobre o correto dimensionamento de elementos de reforço. Isso fica claro quando se observa os valores obtidos para o reforço com chapas de aço, já que utilizando o mesmo aço e aplicando na mesma situação, foram obtidos valores bem diferentes em cada método proposto pela literatura.

Além disso, foi possível concluir que, em relação ao consumo de material, a fibra de aço apresenta um desempenho muito superior ao da chapa de aço, já que, independente do método utilizado, o valor de área de reforço necessário de fibras de carbono chega a ser 10 vezes menor que o valor necessário de chapa de aço, nas duas hipóteses. Isso ocorre devido às propriedades das fibras de carbono, já que as mesmas possuem um alto módulo de elasticidade, alta resistência e baixo peso. Além de isso ter uma influência direta no custo, isso também é importante para a decisão de qual técnica deverá ser utilizada, já que o uso da chapa de aço tem como consequência um aumento considerável do peso próprio da viga, o que pode ser um problema dependendo do estado em que a estrutura se encontra.

Em relação ao custo dos materiais consumidos em cada técnica, foi possível concluir que nem sempre a chapa de aço apresenta um valor inferior em relação à fibra de carbono, como foi possível ver no gráfico comparativos de custos para a Hipótese II (figura 24), principalmente quando deseja utilizar chapas de aço para um aumento considerável da capacidade portante. No entanto, este fator não pode ser decisivo para a escolha de qual técnica será utilizada, pois o grande diferencial do custo de cada um está na mão de obra utilizada para a sua confecção. Enquanto que para a aplicação da chapa de aço é realizado um trabalho mais robusto e que necessita de menos qualificação de todos os envolvidos, e, conseqüentemente mais barato, a fibra de carbono necessita de um trabalho praticamente artesanal e com alta especificação, elevando consideravelmente o custo da mão de obra.

Diante desses resultados e da falta de estudos mais aprofundados sobre as peças que passam por reforço e por recuperação, são apresentadas a seguir algumas sugestões de estudos.

- Análise do desempenho de peças reforçadas e recuperadas;

- Análise do comportamento de chapas de aço quando expostas a ambientes agressivos;
- Análise do comportamento conjunto de diferentes materiais utilizados para reforçar e recuperar peças;
- Análise das diferenças dos métodos que podem ser aplicados para o dimensionamento de chapas de aço como elemento de reforço;
- Realização de ensaios para obter informações do comportamento de elementos reforçados quando expostos a situações de fogo;

REFERÊNCIAS

- ADORNO, F. V.; DIAS, F. O., SILVEIRA, J. C.O. **Recuperação e Reforço de Vigas de Concreto Armado**, 2015. Trabalho de conclusão – Universidade Federal de Goiás, Goiânia.
- BEBER, A. J. Reforço de Estruturas de Concreto Armado com Tecidos Pré-impregnados de Fibras de Carbono. **Revista Técnica**, São Paulo, 2000. Disponível em: <http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/45/artigo285593-1.aspx>. Acesso em 17 jun. 2017.
- BEBER, A. J. **Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Compósitos de Fibra de Carbono**, 2003. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- GARCEZ, M. R. **Alternativas para Melhoria no Desempenho de Estruturas de Concreto Armado Reforçadas pela Colagem de Polímeros Reforçados com Fibras**, 2007. Tese (Doutorado em Engenharia)- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul.
- HELENE, P. R. L. **Manual Prático para Reparo e Reforço de Estruturas de Concreto**. São Paulo: Pini, 1992.
- LEAL, U. Curativo para Concreto. **Revista Técnica**, São Paulo, 2000. Disponível em: <http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/45/artigo287194-1.aspx>. Acesso em 17 jun. 2017.
- MACHADO, A. R. **Manual de Reforço das Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono**. 2010. Não paginado.
- 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**, 1998. Tese (Mestrado em Engenharia)- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo.
- REIS, L. S. N. **Sobre a Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto Armado**, 2001. Tese (Mestrado em Engenharia)- Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais.
- SOUZA, R.H.F. **Análise do Comportamento de Vigas de Betão Armado com Chapas de Aço Coladas com Resina Epóxi**. 1990. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. São Paulo: Pini, 2001.
- PEURIFOY, R. L.; SCHEXNAYDER, C. J.; SHAPIRA, A.; SCHMIT, R. L.; **Planejamento, Equipamentos e Métodos para a Construção Civil**. São Paulo: AMGH Editora Ltda., 2015.

ANEXO A – Fotos da Inspeção na Ponte Saco da Mangueira



Foto 1 – Detalhe da armadura no centro do vão, exposta e corroída. A bainha de um dos cabos de protensão já foi toda consumida, e as cordoalhas estão aparentes e rompidas.



Foto 2 – Detalhe de uma região com falha de concretagem, com concreto segregado que permite a corrosão das armaduras e exposição das bainhas de protensão.



Foto 3 – Exposição da armadura, com cobrimento deficiente e diversos remendos aparentes no concreto.



Foto 4 – Armaduras passivas e ativas corroídas, bem como o estribo. A falta de distância mínima entre as barra impediu o correto assentamento do concreto.



Foto 5 – Armaduras passivas e ativas corroídas, bem como o estribo e a bainha da armadura de protensão.



Foto 6 – Armaduras passivas e ativas corroídas, bem como o estribo e a bainha da armadura de protensão.



Foto 7 – Armaduras passivas e ativas corroídas, bem como o estribo e a bainha da armadura de protensão.



Foto 8 – Armaduras passivas e ativas corroídas

ANEXO B – Fotos da Construção da Ponte Saco da Mangueira



Foto 9- Balança da central de concreto



Foto 10- Vão onde seria construída a ponte Saco da Mangueira



Foto 11- Canteiro de Obras

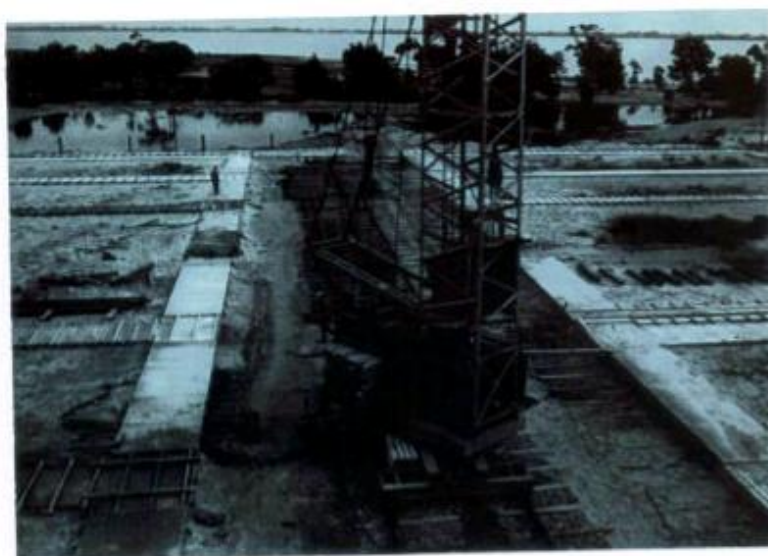


Foto 12- Canteiro de vigas pré-moldadas de concreto protendido

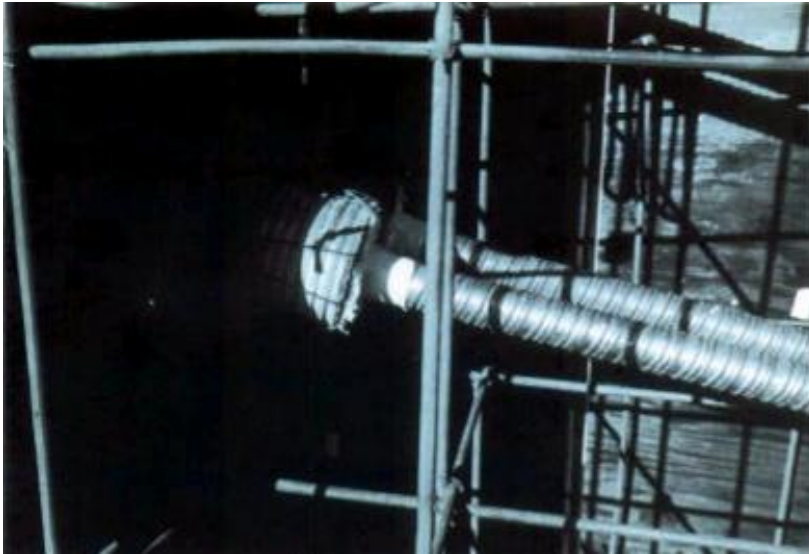


Foto 13- Detalhe da ancoragem dos cabos

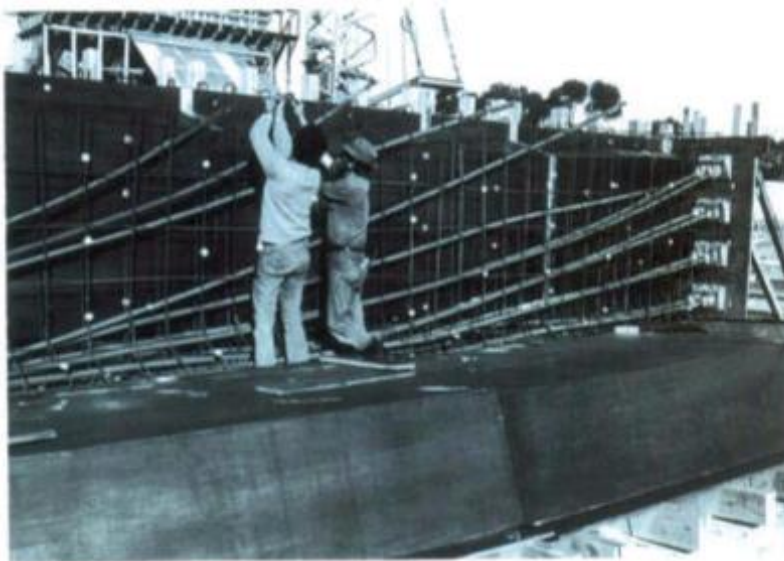


Foto 14- Trabalho de posicionamento dos cabos de protensão



Foto 15- Trabalho de protensão das vigas no canteiro

ANEXO C – Memorial de Cálculo da Ponte Saco da Mangueira

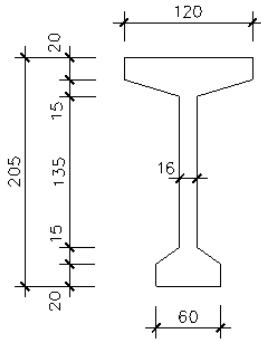
Ponte sobre o Saco da Mangueira -

Veículo Classe 36

Vigas Principais Existentes

Viga Isolada

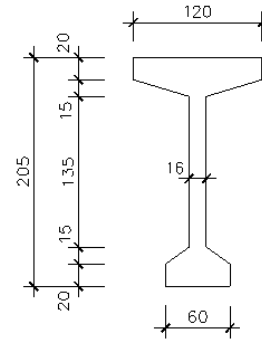
1. Viga Pré-moldada



aduela	a	b	c	y
1	0,16	0,16	2,05	0,00
2	1,04	1,04	0,20	1,85
3	0,00	1,04	0,15	1,70
4	0,44	0,00	0,15	0,20
5	0,44	0,44	0,20	0,00

$A_c=$	0,735	m^2
$v_i=$	-1,223	m
$v_s=$	0,827	m
J=	0,407	m^4
$w_i=$	-0,333	m^3
$w_s=$	0,492	m^3

1. Viga Pré-moldada

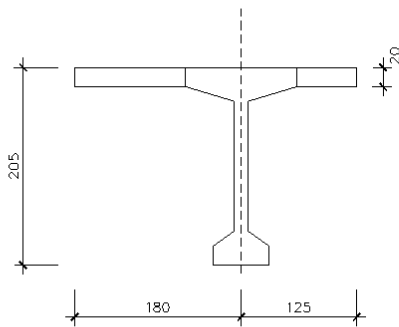


aduela	a	b	c	y
1	0,16	0,16	2,05	0,00
2	1,04	1,04	0,20	1,85
3	0,00	1,04	0,15	1,70
4	0,44	0,00	0,15	0,20
5	0,44	0,44	0,20	0,00

$A_c=$	0,735	m^2
$v_i=$	-1,223	m
$v_s=$	0,827	m
J=	0,407	m^4
$w_i=$	-0,333	m^3
$w_s=$	0,492	m^3

2. Estrutura Pronta

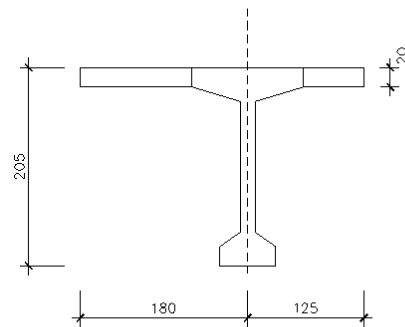
Viga de borda



aduela	a	b	c	y
1	0,16	0,16	2,05	0,00
2	1,04	1,04	0,20	1,85
3	0,00	1,04	0,15	1,70
4	0,44	0,00	0,15	0,20
5	0,44	0,44	0,20	0,00
6	0,75	0,75	0,20	1,85
7	0,65	0,65	0,20	1,85

2. Estrutura Pronta

Viga de borda

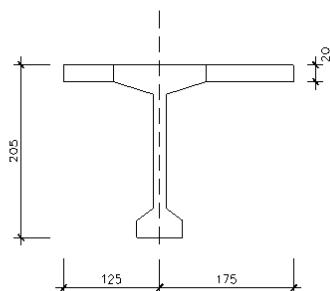


aduela	a	b	c	y
1	0,16	0,16	2,05	0,00
2	1,04	1,04	0,20	1,85
3	0,00	1,04	0,15	1,70
4	0,44	0,00	0,15	0,20
5	0,44	0,44	0,20	0,00
6	0,75	0,75	0,20	1,85
7	0,65	0,65	0,20	1,85

$$\begin{aligned}
 A_c &= 1,015 \text{ m}^2 \\
 v_f &= -1,424 \text{ m} \\
 v_s &= 0,626 \text{ m} \\
 J &= 0,515 \text{ m}^4 \\
 w_f &= -0,362 \text{ m}^3 \\
 w_s &= 0,822 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

2. Estrutura Pronta

Viga Central



aduela	a	b	c	y
1	0,16	0,16	2,05	0,00
2	1,04	1,04	0,20	1,85
3	0,00	1,04	0,15	1,70
4	0,44	0,00	0,15	0,20
5	0,44	0,44	0,20	0,00
6	0,65	0,65	0,20	1,85
7	1,15	1,15	0,20	1,85

$$\begin{aligned}
 A_c &= 1,095 \text{ m}^2 \\
 v_f &= -1,462 \text{ m} \\
 v_s &= 0,588 \text{ m} \\
 J &= 0,536 \text{ m}^4 \\
 w_f &= -0,366 \text{ m}^3 \\
 w_s &= 0,912 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Cargas Permanentes -

1.	Inicial			t/m
	Viga Pré-moldada -	0,735 x 2,5	g_o	= 1,838
2.	Intermediária			= 1,838
	Laje -	0,20 x 12,10 x 2,5 / 4		= 1,513
			g_i	= 3,350
3.	Final			= 3,350
	Pavimento -	0,07 x 8,20 x 2,2 / 4		= 0,316
	Guarda-rodas	2 x 0,056 x 2,5 / 4		= 0,070
	Guarda-corpo	2 x 0,200 / 4		= 0,100
	Apoio do guarda-corpo	2 x 0,05 x 2,5 / 4		= 0,063
	Laje de passeio	(1,35 + 1,75) x 0,07 x 2,5 / 4		= 0,136
			g_f	= 4,034

Carga Acidental - $l = 29,50 \text{ m}$

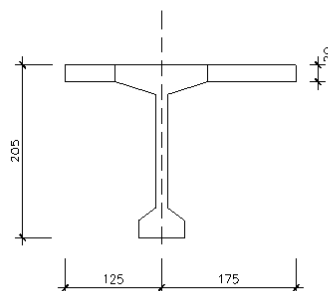
$$\text{Impacto Vertical - } \varphi = 1,4 - 0,007 \times 29,50 = 1,194$$

distribuição transversal, segundo Courbon,

$$\begin{aligned}
 A_c &= 1,015 \text{ m}^2 \\
 v_f &= -1,424 \text{ m} \\
 v_s &= 0,626 \text{ m} \\
 J &= 0,515 \text{ m}^4 \\
 w_f &= -0,362 \text{ m}^3 \\
 w_s &= 0,822 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

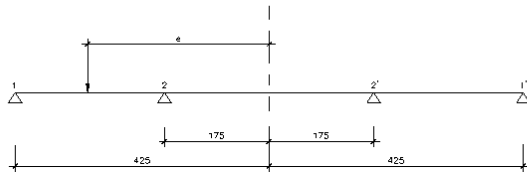
2. Estrutura Pronta

Viga Central



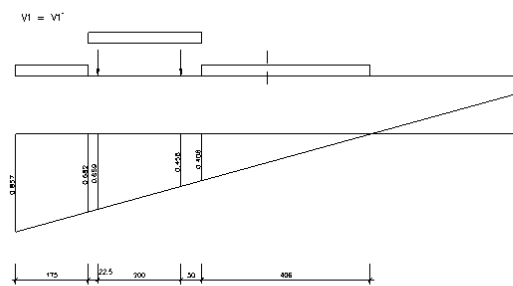
aduela	a	b	c	y
1	0,16	0,16	2,05	0,00
2	1,04	1,04	0,20	1,85
3	0,00	1,04	0,15	1,70
4	0,44	0,00	0,15	0,20
5	0,44	0,44	0,20	0,00
6	0,65	0,65	0,20	1,85
7	1,15	1,15	0,20	1,85

$$\begin{aligned}
 A_c &= 1,095 \text{ m}^2 \\
 v_f &= -1,462 \text{ m} \\
 v_s &= 0,588 \text{ m} \\
 J &= 0,536 \text{ m}^4 \\
 w_f &= -0,366 \text{ m}^3 \\
 w_s &= 0,912 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$



Reação	Estando a carga em			
	1	2	2'	1'
R1	0,677	0,426	0,074	-0,177
R2	0,426	0,322	0,177	0,074

Viga V1 = V1'



$$P = \varphi \times 6,00 \times (0,659 + 0,458) = 8,00 \text{ t}$$

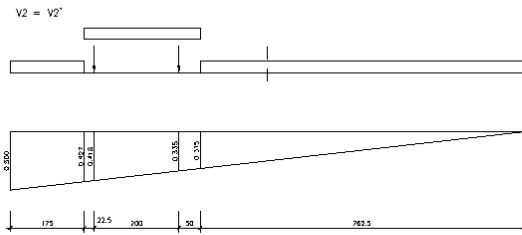
$$p = \varphi \times 0,50 \times (0,682 + 0,408) / 2 \times 2,725 = 0,89 \text{ t/m}$$

$$p' = \varphi \times 0,30 \times ((0,857 + 0,682) / 2 \times 1,75 + 0,408 \times 4,06 / 2) = 0,78 \text{ t/m}$$

Trem de Carga Estilizado

$$P = 6,23 \text{ t} \quad q = 1,66 \text{ t/m}$$

Viga V2 = V2'



$$P = \varphi \times 6,00 \times (0,418 + 0,335) = 5,39 \text{ t}$$

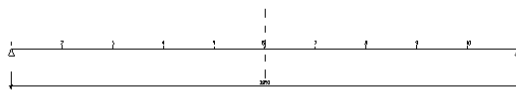
$$p = \varphi \times 0,50 \times (0,427 + 0,315) / 2 \times 2,725 = 0,60 \text{ t/m}$$

$$p' = \varphi \times 0,30 \times ((0,500 + 0,427) / 2 \times 1,75 + 0,315 \times 7,625 / 2) = 0,72 \text{ t/m}$$

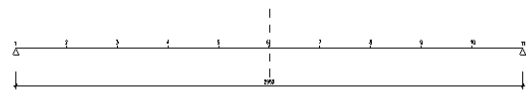
Trem de Carga Estilizado

$$P = 4,19 \text{ t} \quad q = 1,32 \text{ t/m}$$

Esquema das Seções de Cálculo



Esquema das Seções de Cálculo



Esforços Relativos a Viga V1 = V1'

Momentos Fletores

Seção	M _{go}	M _{gi}	M _{gf}	M _p		M _{p+p}	
				Máx	Min	Máx	Min
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	71,98	134,14	160,93	111,83	0,00	272,75	160,93
3	127,96	239,13	286,75	198,18	0,00	484,93	286,75
4	167,95	314,96	377,46	259,06	0,00	636,52	377,46
5	191,94	359,67	431,10	296,33	0,00	727,44	431,10
6	199,94	374,25	448,65	309,07	0,00	757,73	448,65

Esforços Relativos a Viga V2 = V2'

Momentos Fletores

Seção	M _{go}	M _{gi}	M _{gf}	M _p		M _{p+p}	
				Máx	Min	Máx	Min
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	71,98	134,14	163,88	83,18	0,00	247,06	163,88
3	127,96	239,13	292,65	147,46	0,00	440,11	292,65
4	167,95	314,96	386,31	192,83	0,00	579,14	386,31
5	191,94	359,67	440,93	220,56	0,00	661,49	440,93
6	199,94	374,25	458,48	230,01	0,00	688,49	458,48

Esforços Cortantes

Seção	V _{go}	V _{gi}	V _{gf}	V _p		V _{p+p}	
				Máx	Min	Máx	Min
1	27,11	50,41	60,50	42,23	0,00	102,73	60,50
2	21,69	40,53	48,60	34,79	-1,17	83,39	47,43
3	16,27	30,65	36,70	29,67	-3,77	66,37	32,93
4	10,84	20,77	24,80	24,13	-6,86	48,93	17,94
5	5,42	9,88	11,90	19,08	-10,44	27,20	-3,83
6	0,00	0,00	0,00	14,52	-14,52	14,40	-16,27

Esforços Cortantes

Seção	V _{go}	V _{gi}	V _{gf}	V _p		V _{p+p}	
				Máx	Min	Máx	Min
1	27,11	50,41	61,50	31,40	0,00	92,90	61,50
2	21,69	40,53	49,60	25,83	-0,82	75,43	48,78
3	16,27	30,65	37,70	21,88	-2,65	59,58	35,05
4	10,84	20,77	25,80	17,70	-4,88	43,50	20,92
5	5,42	9,88	11,90	13,91	-7,50	27,20	-3,83
6	0,00	0,00	0,00	10,51	-10,51	14,40	-16,27

Tensões na seção de meio de vão

cabos 12 φ 7 CP 125 / 140
Nao = 48,51 t

Tensões na seção de meio de vão

cabos 12 φ 7 CP 125 / 140
Nao = 48,51 t

Seção 6

M_{go} = 199,94 tm
para σ_s = 0

Seção 6

M_{go} = 199,94 tm
para σ_s = 0

$$0 = \frac{199,94}{0,492} + F \cdot \left(\frac{1}{0,735} - \frac{1,02}{0,492} \right) = 406,4 - 0,72 \times F$$

$$F = 565,4 \text{ t}$$

$$\sigma_s = \frac{199,94}{0,492} + 8 \times 48,5 \left(\frac{1}{0,735} + \frac{-1,02}{0,492} \right) = 127,5 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = \frac{199,94}{-0,333} + 8 \times 48,5 \left(\frac{1}{0,735} + \frac{-1,02}{-0,333} \right) = 1119,8 \text{ t/m}^2$$

$$M_{gi} = 374,25 \text{ tm}$$

$$\sigma_s = \frac{374,25}{0,492} + 8 \times 40,7 \left(\frac{1}{0,735} + \frac{-1,02}{0,492} \right) = 526,6 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = \frac{374,25}{-0,333} + 8 \times 40,7 \left(\frac{1}{0,735} + \frac{-1,02}{-0,333} \right) = 319,4 \text{ t/m}^2$$

$$0 = \frac{199,94}{0,492} + F \cdot \left(\frac{1}{0,735} - \frac{1,02}{0,492} \right) = 406,4 - 0,72 \times F$$

$$F = 565,4 \text{ t}$$

$$\sigma_s = \frac{199,94}{0,492} + 8 \times 48,5 \left(\frac{1}{0,735} + \frac{-1,02}{0,492} \right) = 127,5 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = \frac{199,94}{-0,333} + 8 \times 48,5 \left(\frac{1}{0,735} + \frac{-1,02}{-0,333} \right) = 1119,8 \text{ t/m}^2$$

$$M_{gi} = 374,25 \text{ tm}$$

$$\sigma_s = \frac{374,25}{0,492} + 8 \times 40,7 \left(\frac{1}{0,735} + \frac{-1,02}{0,492} \right) = 526,6 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = \frac{374,25}{-0,333} + 8 \times 40,7 \left(\frac{1}{0,735} + \frac{-1,02}{-0,333} \right) = 319,4 \text{ t/m}^2$$

Como ocorre em vigas externas, visivelmente pelo menos dois cabos rompidos, vamos verificar as tensões para 8 cabos agindo com eficiência.

$$M_{gr} = 448,65 \text{ tm}$$

$$\sigma_s = \frac{448,65}{0,822} + 8 \times 40,7 \left(\frac{1}{1,015} + \frac{-1,02}{0,822} \right) = 461,4 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = \frac{448,65}{-0,362} + 8 \times 40,7 \left(\frac{1}{1,015} + \frac{-1,02}{-0,362} \right) = 1,5 \text{ t/m}^2$$

- Cargas Máximas - $M_r = 757,7 \text{ tm}$

$$\sigma_i = \frac{757,73}{-0,362} = -2093,2 \text{ t/m}^2$$

$$-2093,2 = F \cdot \left(\frac{1}{1,015} + \frac{-1,22}{-0,362} \right) = 4,37 \times F$$

$$F = 479,4 \text{ t} \quad 10 \text{ cabos } 12 \phi 7$$

$$\sigma_s = \frac{757,73}{0,822} + 8 \times 40,7 \left(\frac{1}{1,015} + \frac{-1,22}{0,822} \right) = 757,8 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = \frac{757,73}{-0,362} + 8 \times 40,7 \left(\frac{1}{1,015} + \frac{-1,22}{-0,362} \right) = -671,5 \text{ t/m}^2$$

Verificando as tensões acima, concluímos pela recuperação das vigas principais, e pelo seu reforço, em cálculo a seguir vamos verificar as vigas centrais e mais adiante vamos calcular o reforço das vigas externas e das vigas internas.

Nas vigas internas, não se vê nenhum cabo rompido, mesmo assim vamos verificar as tensões para 8 cabos agindo com eficiência.

$$M_{gr} = 458,48 \text{ tm}$$

$$\sigma_s = \frac{458,48}{0,912} + 8 \times 40,7 \left(\frac{1}{1,095} + \frac{-1,02}{0,912} \right) = 434,8 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = \frac{458,48}{-0,366} + 8 \times 40,7 \left(\frac{1}{1,095} + \frac{-1,02}{-0,366} \right) = -45,3 \text{ t/m}^2$$

- Cargas Máximas - $M_r = 688,5 \text{ tm}$

$$\sigma_i = \frac{688,49}{-0,366} = -1881,1 \text{ t/m}^2$$

$$-1881,1 = F \cdot \left(\frac{1}{1,095} + \frac{-1,22}{-0,366} \right) = 4,26 \times F$$

$$F = 441,8 \text{ t} \quad 10 \text{ cabos } 12 \phi 7$$

$$\sigma_s = \frac{688,49}{0,912} + 8 \times 40,7 \left(\frac{1}{1,095} + \frac{-1,22}{0,912} \right) = 615,3 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = \frac{688,49}{-0,366} + 8 \times 40,7 \left(\frac{1}{1,095} + \frac{-1,22}{-0,366} \right) = -494,9 \text{ t/m}^2$$

Verificando as tensões acima, concluímos pela recuperação das vigas principais, e pelo seu reforço, e mais adiante vamos calcular o reforço das vigas externas e das vigas internas.