

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

GABRIELA AZEVEDO FONTES

LARISSA LISBOA CUNHA

**ESTUDO DO GANHO DE RESISTÊNCIA DA APLICAÇÃO DE
MANTA DE FIBRAS DE CARBONO EM VIGAS DE
CONCRETO SIMPLES**

ANÁPOLIS / GO

2017

**GABRIELA AZEVEDO FONTES
LARISSA LISBOA CUNHA**

**ESTUDO DO GANHO DE RESISTÊNCIA DA APLICAÇÃO DE
MANTA DE FIBRAS DE CARBONO EM VIGAS DE
CONCRETO SIMPLES**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA**

**ORIENTADORA: WANESSA MESQUITA GODOI
QUARESMA**

ANÁPOLIS / GO: 2017

FICHA CATALOGRÁFICA

FONTES, GABRIELA AZEVEDO/ CUNHA, LARISSA LISBOA

Estudo do Ganho de Resistência da Aplicação de Manta de Fibras de Carbono em Vigas de Concreto Simples

77P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2017).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

1. Concreto armado

2. Reforço estrutural

3. Fibra de carbono

4. Reforço de vigas

I. ENC/UNI

II. Título (Série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

FONTES, Gabriela Azevedo; CUNHA, Larissa Lisboa. Estudo do Ganho de Resistência da Aplicação de Manta de Fibras de Carbono em Vigas de Concreto Simples. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 77p. 2017.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Gabriela Azevedo Fontes

Larissa Lisboa Cunha

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: Estudo do Ganho de Resistência da Aplicação de Manta de Fibras de Carbono em Vigas de Concreto Simples

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2017

É concedida à UniEvangélica a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Gabriela Azevedo Fontes

Larissa Lisboa Cunha

E-mail: gabi.gabriela1995@live.com

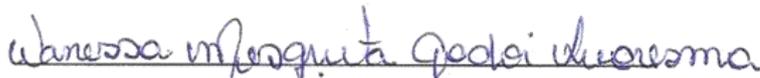
E-mail: larissalcunha31@outlook.com

**GABRIELA AZEVEDO FONTES
LARISSA LISBOA CUNHA**

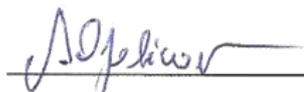
**ESTUDO DO GANHO DE RESISTÊNCIA DA APLICAÇÃO DE
MANTA DE FIBRAS DE CARBONO EM VIGAS DE
CONCRETO SIMPLES**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL**

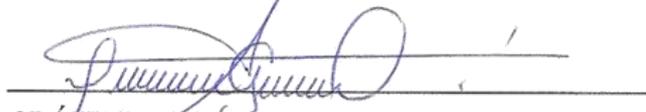
APROVADO POR:



**WANESSA MESQUITA GODOI QUARESMA, Mestra (UniEvangélica)
(ORIENTADORA)**



**AURELIO CAETANO FELICIANO, Especialista (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)**



**CLAUDIA GOMES DE OLIVEIRA, Mestra (UniEvangélica)
(EXAMINADORA INTERNA)**

DATA: ANÁPOLIS/GO, 28 de NOVEMBRO de 2017.

RESUMO

O concreto armado é uma das técnicas de maior importância na construção civil. Entretanto, os elementos estruturais podem apresentar patologias que além de ser fruto do tempo, podem ser consequência de alguma falha, ou até mesmo de um conjunto delas, em qualquer fase da sua vida útil. Por isso é importante a tecnologia de reparação e reforço de estruturas, quando estas apresentam patologias que ameaçam a sua segurança. Deste modo, tem-se desenvolvido e aprimorado, cada vez mais, as técnicas de reforço estrutural. A manta de fibra de carbono, que é aplicada nos elementos estruturais como reforço, é uma delas e vem se destacando nessa área devido às suas vantagens. Entretanto, essa técnica ainda não é muito conhecida no Brasil, por ser nova no mercado, haver pouco material didático a disposição na língua portuguesa e também por ter um custo mais alto quando comparada a outros materiais. Portanto, este estudo tem por objetivo analisar as principais características estruturais da aplicação dos compósitos de fibra de carbono como reforço de vigas de concreto. Sendo assim, fez-se uma revisão da literatura disponível acerca do assunto e explanou-se sobre as vantagens e desvantagens deste método em relação aos convencionais. Em seguida, fez-se um processo experimental, no qual foram moldados corpos de provas cilíndricos e prismáticos e alguns deles foram reforçados e, em seguida, rompeu-se todos eles. Assim, foi possível analisar o aumento de carga resistente à tração na flexão e à compressão do corpo de concreto reforçado em relação ao não reforçado. Com os resultados obtidos analisou-se as vantagens e desvantagens observadas com este experimento.

PALAVRAS-CHAVE:

Concreto armado. Reforço estrutural. Fibra de carbono. Reforço de vigas.

ABSTRACT

Reinforced concrete is one of the most important techniques in civil construction. However, the structural elements can present pathologies that besides being the fruit of time, can be the consequence of some failure, or even of a set of them, at any stage of its useful life. Therefore, it is important the technology of repair and reinforcement of structures, when they present pathologies that threaten their safety. In this way, structural reinforcement techniques have been developed and improved. The carbon fiber blanket, which is applied to the structural elements as reinforcement, is one of them and has been prominent in this area due to its advantages. However, this technique is still not well known in Brazil, because it is new in the market, there is little didactic material available in the Portuguese language and also because it has a higher cost when compared to other materials. Therefore, this study aims to analyze the main structural characteristics of the application of carbon fiber composites as reinforcement of concrete beams. Thus, a review of the available literature on the subject was made and the advantages and disadvantages of this method over conventional ones were explained. Then an experimental process was done in which cylindrical and prismatic test bodies were molded and some of them were reinforced and then all of them were broken. Thus, it was possible to analyze the tensile strength increase in flexural strength and compression of the reinforced concrete body in relation to the non-reinforced concrete. With the results obtained the advantages and disadvantages observed with this experiment were analyzed.

KEYWORDS:

Concrete reinforced. Structural reinforcement. Carbon fiber. Reinforcement of beams.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1– Diagrama Tensão x Deformação das fibras	23
Figura 2 – Limpeza da superfície de instalação do sistema	28
Figura 3 – Saturação da fibra de carbono na bancada	29
Figura 4 – Aplicação da camada de proteção e/ou estética (Top Coat)	29
Figura 5 – Etapas construtivas dos sistemas compostos com fibras de carbono.....	30
Figura 6 – Estádios das seções de concreto armado sob flexão pura	33
Figura 7 – Diagrama de tensões na seção de concreto armado na ruptura por flexão.....	35
Figura 8 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal	36
Figura 9 – Seção retangular com armadura simples no estado limite último.....	38
Figura 10 – Laboratório Centro Tecnológico da Unievangélica.	50
Figura 11 – Abatimento do concreto medido pela diferença entre a altura do molde e a altura do eixo do corpo de prova desmoldado.	55
Figura 12 – Adensamento dos corpos de prova cilíndricos.....	57
Figura 13 – Corpos de provas cilíndricos e prismáticos nivelados.	57
Figura 14 – (a) Resina epóxi e endurecedor. (b) Mistura dos dois produtos.....	58
Figura 15 – (a) Aplicação no corpo de prova prismático. (b) Aplicação no corpo de prova cilíndrico.....	59
Figura 16 – (a) Finalização do corpo de prova prismático. (b) Finalização do corpo de prova cilíndrico.....	59
Figura 17 – Posição do corpo de prova no aparelho	61
Figura 18 – Corpos de prova cilíndricos após ruptura	63
Figura 19 – Gráfico comparativo da carga de ruptura nos corpos cilíndricos.....	64
Figura 20 – Corpo de prova prismático após a ruptura	65
Figura 21 – Detalhe da fibra após a ruptura	66
Figura 22 – Gráfico comparativo da carga de ruptura nos corpos prismáticos	66

LISTA DE TABELA

Tabela 1 – Coeficientes de dilatação das fibras de carbono	23
Tabela 2 – Características genéricas das fibras de carbono.....	24
Tabela 3 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s	40
Tabela 4 – Quantidade de corpos de prova.....	51
Tabela 5 – Massa específica dos agregados.	52
Tabela 6 – Massa unitária dos agregados.	53
Tabela 7 – Resistência à compressão dos corpos cilíndricos.	63
Tabela 8 – Resistência à tração na flexão dos corpos prismáticos.	64

LISTA DE ABREVIATURA E SIGLA

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
CEB	Comité Euro-International du Béton
FIB	Fédération Internationale du Béton
FIP	Federation Internationale de la Precontrainte
MBT	Master Builders Technologies
NBR	Norma Brasileira
PAN	Poliacrilonitril, fibra precursora utilizada para a fabricação da fibra de carbono
PITCH	Precursor baseado no alcatrão do petróleo ou do carvão utilizado para a fabricação da fibra de carbono
PRFC	Polímero Reforçado com Fibra de Carbono
CFC	Compósitos de Fibras de Carbono

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	11
1.1 JUSTIFICATIVA.....	12
1.2 OBJETIVOS	13
1.2.1 Objetivo geral	13
1.2.2 Objetivos específicos.....	13
1.3 METODOLOGIA	13
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	13
2 CONSIDERAÇÕES GERAIS	15
2.1 PATOLOGIAS DO CONCRETO ARMADO	15
2.1.1 Patologias geradas na concepção da estrutura (projeto).....	16
2.1.2 Patologias geradas na execução da estrutura	17
2.1.3 Patologias geradas na utilização da estrutura	17
2.2 TERAPIA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO	18
2.3 MÉTODOS DE REFORÇOS DE ESTRUTURAS DE CONCRETO	19
2.3.1 Aumento da seção transversal.....	19
2.3.2 Protensão exterior	19
2.3.3 Adição de chapas e perfis metálicos.....	20
2.3.4 Reforço com fibras de carbono	21
2.3.4.1 Definição.....	21
2.3.4.2 Propriedades das fibras de carbono.....	22
2.3.4.3 Comparativo com o reforço com chapas de aço	24
2.3.4.4 Comportamento relativamente a calor - umidade.....	26
2.3.4.5 Efeito da água salgada e alcalinidade no sistema composto.....	26
2.3.4.6 Efeito da luz ultravioleta no sistema composto	26
2.3.4.7 Resistência ao fogo nos sistemas compostos	26
2.3.4.8 Execução dos sistemas compostos estruturados com fibras de carbono.....	27
3 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	31
3.1 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO.....	31
3.1.1 Modos de ruptura por flexão pura	33
3.1.2 Hipóteses básicas de cálculo	34

3.1.3	Domínios de deformações no estado-limite último	36
3.1.4	Equilíbrio de esforços	37
3.2	COMPORTAMENTO DO CONCRETO À COMPRESSÃO	40
3.3	DIMENSIONAMENTO DE VIGAS À FLEXÃO COM LAMINADOS DE CFC	42
3.3.1	Limites de resistência dos reforços de CFC	42
3.3.2	Dimensionamento do reforço à flexão com fibras de carbono	43
3.3.3	Determinação do momento resistente do reforço	45
3.3.4	Deformação máxima admitida para reforço à flexão com fibras de carbono	46
3.3.5	Verificação da ductibilidade	47
3.3.6	Tensões limites para a ruptura por fluência e fadiga	48
3.3.7	Determinação das tensões de cisalhamento na resina	49
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL	50
4.1	EQUIPAMENTOS UTILIZADOS	51
4.2	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	52
4.2.1	Massa específica dos agregados	52
4.2.2	Massa unitária dos agregados	52
4.2.3	Determinação da composição granulométrica	54
4.2.4	Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone	54
4.3	ESCRITA DO TRAÇO	55
4.4	MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS E PRISMÁTICOS	56
4.5	REFORÇO COM A MANTA DE FIBRA DE CARBONO	58
4.6	ENSAIOS DE RESISTÊNCIA	60
4.6.1	Ensaio de resistência à compressão axial em concreto	60
4.6.2	Ensaio de resistência à tração na flexão em concreto	60
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	62
5.1	PRÉ EXPERIMENTAL	62
5.2	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL	62
5.3	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO	64
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	67

REFERÊNCIAS

APÊNDICE A – Cálculo do traço do concreto pelo método da ABCP	70
APÊNDICE B – Cálculo detalhado do traço do concreto de 25 MPa pelo método da ABCP	73
ANEXO A – Ensaio de compressão dos corpos de prova cilíndricos	75
ANEXO B – Ensaio de compressão dos corpos de prova cilíndricos reforçados	76
ANEXO C – Ensaio à tração na flexão dos corpos de prova prismáticos	77

1 INTRODUÇÃO

Desde os primórdios da humanidade o homem vem buscando materiais que atendam às suas necessidades, principalmente de abrigo e proteção e por isso começaram a buscar por materiais que fossem duráveis, resistentes e maleáveis. Inicialmente, eram usados a pedra e o barro como materiais construtivos, porém a pedra era pesada e o barro pouco resistente. Deste modo, ao longo do tempo, o homem foi aprimorando suas técnicas e descobrindo outros materiais com melhores qualidades construtivas, até chegar ao concreto com as características e ingredientes de hoje (cimento, areia, brita e água).

Atualmente, o concreto tornou-se o segundo material mais utilizado no mundo na construção civil pelo homem, ficando atrás, apenas, da água. Podemos encontrá-lo em diversos lugares do nosso dia-a-dia, como em pontes, casas, edifícios, rodovias, etc.

Com o avanço da tecnologia na área da construção civil, foram feitos muitos aprimoramentos nas metodologias do cálculo estrutural, entretanto as técnicas construtivas nem sempre acompanham esse avanço. Por terem um coeficiente de segurança menor que os antigos, exige-se uma maior precisão nas considerações de projeto, na execução da estrutura e nas recomendações de manutenção, pois pequenas variações podem causar as famosas patologias.

Além dos problemas patológicos que surgem devido a erros, há também aqueles que surgem ao longo do tempo, pois, como sabemos, existe uma vida útil para cada estrutura. Por isso deve-se levar em consideração todas essas falhas, a utilização e a ação do tempo, pois elas podem atentar contra a segurança das edificações, sendo necessários diagnósticos precisos, e quando necessário, intervenções para evitar a ruína da estrutura.

Devido a estes motivos, o reforço de estruturas de concreto armado tem sido cada vez mais estudado e aprimorado para trazer outras opções de recuperação da estrutura e que não seja necessária a demolição da edificação.

Para se escolher o tipo de reforço estrutural, deve-se levar em consideração o custo de aplicação, o desempenho, a durabilidade, a facilidade e rapidez na instalação do reforço.

Como exemplo de reforços estruturais, podemos citar o aumento de seção transversal e a protensão externa. O primeiro é uma técnica muito antiga, porém apresenta problemas quanto ao alto risco de corrosão das armaduras devido ao pequeno cobrimento nominal e, conseqüentemente, a deterioração do concreto de reforço e também o aumento do peso próprio da estrutura. O segundo apresenta certa desvantagem quanto a vulnerabilidade à ação

do fogo, da corrosão eletroquímica e atos de vandalismo por ser localizado no exterior dos elementos estruturais.

Uma das melhores técnicas de reforço de elementos deteriorados é o uso de chapas de aço coladas na superfície do concreto através de adesivos epóxi, entretanto a mesma não demonstra muita durabilidade, já que a chapa de aço está sujeita a corrosão ao longo do tempo.

Logo, uma saída atraente nos últimos anos é o uso de materiais compósitos de fibra de carbono, que substituem as chapas de aço. Estes, diferentes do aço, não são afetados pela corrosão eletroquímica e resistem aos efeitos corrosivos de agentes agressivos, como ácidos, álcalis e sais.

Os materiais compósitos de PRFC (Polímero Reforçado com Fibra de Carbono) são constituídos, basicamente, por dois elementos (matriz e fibras) com diferentes características e que juntos darão as características finais da fibra de carbono.

1.1 JUSTIFICATIVA

No Brasil, as pesquisas sobre materiais compósitos de fibras de carbono são bem recentes, e existe uma carência de bibliografias que tratem do assunto, além de não existir nenhuma norma que regulamente o uso desse material.

No entanto, estudos mais aprofundados sobre este método de reforço já foram feitos em outros países. Atualmente, existem algumas normas internacionais que são utilizadas para se projetar o reforço com fibras de carbono, como a ACI 440 2R:02 (2008).

Devido a elevada rigidez e resistência à tração, baixo peso específico, bom comportamento a fadiga, excelente resistência a fatores ambientais e facilidade no manuseio, transporte e aplicação a fibra de carbono vem ganhando espaço na construção civil. Justificando assim, a necessidade em desenvolver estudos que apresentam o comportamento físico e mecânico desse material como reforço estrutural.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Objetiva-se estudar propriedades físicas e mecânicas dos compósitos de fibra de carbono para fins de reforço estrutural. Com ênfase na aplicação e resultados experimentais dos compósitos de fibra de carbono em peças submetidas a flexão e compressão axial.

1.2.2 Objetivos específicos

- Abordar de maneira clara a importância do reforço estrutural, descrevendo as principais técnicas utilizadas e ressaltando as estudadas neste trabalho, possibilitando ao leitor uma visão mais ampla do tema dentro da engenharia civil e sociedade;
- Montar um plano experimental com corpos de prova de concreto simples na forma cilíndrica e prismática, com diferentes camadas de reforço com manta de fibra de carbono, submetidos à compressão e a flexão respectivamente;
- Analisar e comparar os resultados obtidos associando a utilização da técnica em estruturas na macroescala.

1.3 METODOLOGIA

Visando atingir os objetivos propostos foi desenvolvido um programa experimental que contribuísse para o entendimento da técnica de reforço com manta de fibra de carbono. Desta forma, os ensaios com os corpos de prova foram feitos de acordo com as normas NBR 5739:2007 e NBR 12142:2010, específicos para o ensaio de compressão e flexão. Foram estudadas algumas propriedades e comportamentos dos elementos de concretos simples com e sem reforço, para os quais foram utilizadas diferentes camadas de manta de fibra carbono.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está estruturado em seis capítulos. No capítulo 1 é apresentada uma breve introdução, onde foi feita uma contextualização sobre o tema tratado, expõe-se os objetivos gerais e seus desdobramentos específicos, justificativa, bem como uma apresentação da metodologia a ser empregada e a estruturação do texto.

O capítulo 2 apresenta as considerações iniciais base do referencial teórico desta pesquisa, explana-se um pouco sobre patologias, suas terapias, alguns métodos de reforços de estruturas de concreto e as principais características do material e do tipo reforço analisado neste estudo.

O capítulo 3 aborda o comportamento estrutural dos elementos não reforçados e com o reforço de fibras de carbono. Já o capítulo 4 mostra o programa experimental e apresenta-se os materiais utilizados, os traços e porcentagens de agregados usados e os métodos de análises adotados para realização dos ensaios.

No capítulo 5 é feita uma análise dos resultados alcançados nos ensaios. E, por fim, o capítulo 6 tem por finalidade concluir o que foi observado nos estudos e experimentos feitos sobre o reforço estrutural com compósitos de fibra de carbono.

2 CONSIDERAÇÕES GERAIS

2.1 PATOLOGIAS DO CONCRETO ARMADO

Atualmente estamos vivendo uma época de grande preocupação com a segurança, qualidade e durabilidade das edificações. O setor da construção civil passa por grandes avanços tecnológicos e isso trouxe aprimoramentos nas fases de concepção, análise, cálculos e detalhamento das estruturas. Como apontado por Beber (2003, p.2)

O desenvolvimento da tecnologia do concreto e suas respectivas técnicas construtivas, em conjunto com a implementação de ferramentas computacionais sofisticadas, capazes de reproduzir com grande precisão o comportamento do concreto e do aço, permitiram explorar, plenamente, suas propriedades.

Todo esse conhecimento sobre o comportamento das estruturas levou à dimensionamentos mais precisos e reais, gerando construções mais econômicas. Entretanto, qualquer erro em alguma fase da construção poderá trazer situações de riscos. Ou seja, como considerado por Beber (2003, p.3) “as estruturas de concreto armado de hoje, são, portanto, mais suscetíveis a apresentar um quadro patológico do que as mais antigas [...]”.

Outro fator que tem sido importante para o aparecimento de problemas nas edificações é a falta de informação ou negligência dos usuários no que diz respeito à manutenção e utilização das estruturas. Como dito por Cánovas (1988, p.6) “a manutenção da estrutura e sua vigilância periódica vão contribuir, favoravelmente, para sua conservação em estado normal”.

Com o surgimento de quadros patológicos nas estruturas de concreto tornou-se necessário o desenvolvimento de uma nova área “que se ocupa do estudo das origens, formas de manifestação, consequências e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas” e também “no que se refere à concepção e ao projeto das estruturas, e, mais amplamente, à própria formação do engenheiro civil” (SOUZA; RIPPER, 1998, p.14).

O estudo das patologias das estruturas é uma área bastante complicada dada a “variadíssima gama de causas e consequências para o desempenho insatisfatório das construções”, com isso torna-se necessário o “estabelecimento da mais adequada sistematização dos conhecimentos nesta área” (SOUZA; RIPPER, 1998, p.14).

Além dos problemas citados acima, tem-se o envelhecimento natural dos materiais mesmo com um plano de manutenção e utilização adequados para a estrutura. Todos os

materiais utilizados têm um prazo de validade e vão se deteriorando ao longo tempo, seja por um processo natural, seja por processo químico.

Conforme citado por Souza e Ripper (1998) os problemas patológicos são causados por falhas que ocorrem durante a criação de uma edificação. Essas falhas podem ocorrer nas etapas de concepção, execução ou utilização da estrutura.

A análise das patologias no concreto engloba os sintomas evidenciados na estrutura, a sua origem e as prováveis causas sendo possível dar o chamado diagnóstico da patologia. Levando em consideração esse diagnóstico e fazendo também uma análise dos condicionantes técnicos e econômicos, escolhe-se a terapia mais adequada para sanar a patologia (AZEVEDO, 2011).

A seguir serão expostas as falhas mais comuns de se ocorrerem em cada etapa de uma construção e que podem gerar patologias na estrutura.

2.1.1 Patologias geradas na concepção da estrutura (projeto)

Segundo Souza e Ripper (1998) as falhas possíveis de ocorrerem nesta etapa podem originar-se no estudo preliminar, na execução do anteprojeto ou durante a elaboração do projeto de execução.

Para evitar este tipo de problema deve-se seguir as recomendações da NBR 6118:2014, que descreve as regras gerais para o desenvolvimento dos projetos de estruturas de concreto armado e protendido e define, também, requisitos relacionados à qualidade da estrutura que são classificados em: capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade (AZEVEDO, 2011).

O custo e as dificuldades técnicas para solucionar as falhas de projeto são maiores quando a falha acontece no início desta etapa. De acordo com eles, as falhas devidas a um estudo preliminar inadequado, ou de anteprojetos errados podem provocar o encarecimento do processo de construção ou problemas na utilização da estrutura; já as falhas que ocorrem na fase de elaboração do projeto de execução são responsáveis por problemas patológicos sérios (SOUZA; RIPPER, 1998).

2.1.2 Patologias geradas na execução da estrutura

Segundo Souza e Ripper (1998), os problemas patológicos gerados nesta etapa estão ligados, geralmente, a falhas no processo de produção, emprego de materiais de baixa qualidade e por irresponsabilidade dos profissionais ligados a esta etapa.

No processo de produção, a falta de qualificação profissional e de informação dos trabalhadores envolvidos no processo de construção são consideradas as principais causas, para não se conseguir estruturas duráveis ou de bom desempenho.

A fundação, a montagem de formas e escoramentos para confecção dos elementos estruturais, a montagem das armaduras, a produção do concreto e cura deste são algumas fases da execução que se destacam quando se fala de patologia (AZEVEDO, 2011).

A construção da edificação também depende da evolução da tecnologia utilizada pelas indústrias na produção de materiais e componentes. A falta de controle de qualidade e de normas técnicas levam à produção e comercialização de produtos inadequados para a construção civil, isso, pode gerar problemas de desempenho da estrutura e de toda a edificação (SOUZA; RIPPER, 1998).

A NBR 14931:2004 traz recomendações sobre todas as atividades que ocorrem durante a execução de uma estrutura de concreto e estas ajudam a evitar o aparecimento de patologias geradas na execução.

2.1.3 Patologias geradas na utilização da estrutura

Mesmo quando as etapas de concepção e construção tenham sido adequadas, se não houver um programa de manutenção adequado, as estruturas podem apresentar problemas patológicos nesta fase (SOUZA; RIPPER, 1998).

De acordo com Souza e Ripper (1998), os problemas patológicos que acontecem nesta fase, na maioria das vezes, são provocados pelo próprio usuário da edificação que, por falta de informação utiliza a estrutura de maneira inadequada.

A maior parte das patologias originadas nesta fase podem ser evitadas informando o usuário sobre a forma de utilização da estrutura e da necessidade de manutenção periódica para que se alcance o tempo de vida útil estimado para a estrutura.

As normas NBR 14037:2011 e NBR 5674:1999 trazem orientações sobre as responsabilidades dos proprietários ou aqueles que são responsáveis pela gestão da

manutenção dos imóveis, sua periodicidade e abrangência e outros requisitos. (AZEVEDO, 2011).

Com tantos quadros patológicos que atingem as construções foi necessário criar soluções que permitam que estrutura continue sendo utilizada sem a necessidade de demolição da mesma, ou seja, promover a reabilitação da estrutura “para restabelecer as condições de segurança ou funcionalidade”. Esta etapa de reabilitação de um elemento estrutural é denominada terapia (BEBER, 2003, p.6).

2.2 TERAPIA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

Primeiramente, para o perfeito entendimento deste tópico se faz necessária a definição de reabilitação, reparo e reforço. De acordo com Cánovas (1988, p. 16),

Por reparação entende-se devolver a um elemento ou estrutura danificada ou enfraquecida a capacidade resistente do projeto original, enquanto o reforço tem como missão aumentar a capacidade resistente do projeto original de um elemento ou estrutura como consequência de modificação no seu destino.

O FIB — Fédération Internationale du Béton (resultado da associação do CEB - Comité Euro-International du Béton e da FIP – Federation Internationale de la Precontrainte, em 1998) citado por Beber (2003, p.8-9) ainda define reabilitação como “restabelecer a funcionalidade de uma estrutura ao nível original ou mais alto, tanto do ponto de vista da durabilidade quanto de resistência”.

A escolha da terapia a ser utilizada no elemento estrutural dependerá de vários fatores que deverão ser analisados. Geralmente, quando se faz necessária a reabilitação de um ou mais elementos estruturais algumas etapas devem ser seguidas.

Segundo Souza e Ripper (1998), a primeira etapa consiste no levantamento de dados que deverá ser feito por um profissional especialista e experiente na área de patologias das estruturas. Esta etapa consiste em coletar todas as informações a respeito da estrutura como: agentes agressores, detalhamento das patologias existentes, ensaios para a verificação do real estado da estrutura, etc.

A segunda etapa consiste na análise dos dados coletados para identificar o comportamento estrutural e as causas das patologias.

Na última etapa considera-se fatores econômicos, técnicos, de segurança e conforto para a escolha da terapia a ser utilizada nos elementos danificados. Caso exista algum fator

que impeça a reabilitação da estrutura, o profissional responsável poderá indicar a demolição da mesma.

2.3 MÉTODOS DE REFORÇOS DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Atualmente existem vários métodos de reforço estrutural, porém, alguns tornaram-se mais utilizados pela facilidade de aplicação, maior entendimento das técnicas empregadas e das características dos materiais utilizados e por terem menores custos. Com o avanço tecnológico, novas alternativas de materiais e tecnologias surgiram para trazer melhores resultados na reabilitação estrutural.

A seguir serão apresentados alguns dos métodos mais utilizados para reforço de estruturas de concreto armado com maior ênfase para o reforço com chapas e perfis metálicos e com fibras de carbono.

2.3.1 Aumento da seção transversal

Esta é uma técnica bastante antiga que consiste em adicionar uma nova camada de concreto armado no elemento estrutural a ser reforçado. Segundo Souza e Ripper (1998) tornou-se uma das opções mais utilizadas no Brasil para reforços estruturais devido ao baixo custo dos materiais e pela tradição de uso dos mesmos.

Segundo Beber (2003) a nova camada de concreto e a superfície do elemento estrutural já existente devem funcionar como um elemento monolítico para que o efeito de reforço pretendido seja alcançado.

Apesar de ser bastante utilizada, o método possui como desvantagens o alto de risco de corrosão das armaduras e, conseqüentemente, deterioração da camada de concreto do reforço devido ao cobrimento reduzido das armaduras e o aumento da carga permanente na estrutura.

2.3.2 Protensão exterior

Este método consiste em aplicar uma força exterior para equilibrar a existência de acréscimos de tensões interiores não previstas, ou para incrementar a capacidade resistente do elemento estrutural. Por ser uma técnica em que se aplica uma pós-tensão os elementos

reforçados ficam caracterizados como concreto parcialmente protendido (SOUZA; RIPPER, 1998).

Segundo Souza e Ripper (1998), a maioria dos especialistas preferem a técnica de protensão exterior com a utilização de barras e cabos para a recuperação ou reforço de estruturas. Este método é mais usual nos seguintes casos:

- Costura de fendas em vigas;
- Impedir deformações;
- Redistribuir esforços em peças contínuas;
- Aumento da capacidade de carga;
- Correção de ligações pré-fabricadas;
- Criar apoios adicionais, que funcionam como tirantes;

Com este método, há a possibilidade de aplicar novamente o esforço para se fazer correções (por ser um reforço feito externamente) e de utilizar toda a capacidade resistente da estrutura existente, o que demonstra ser uma vantagem (SOUZA; RIPPER, 1998).

Para este método deve-se garantir a eficiência da ancoragem pois, como os cabos não ficam aderidos ao concreto, se a mesma falhar o cabo deixará de ser um elemento resistente.

2.3.3 Adição de chapas e perfis metálicos

A técnica consiste em colar ou chumbar, na superfície externa das peças de concreto, chapas ou perfis metálicos por meio de resinas epoxídicas.

Segundo Souza e Ripper (1998) esta é uma técnica bastante eficiente quando a finalidade é aumentar a capacidade resistente e por ser executada rapidamente é uma boa alternativa para situações emergenciais ou que tenham restrições quanto a mudanças na geometria dos elementos a serem reforçados.

A eficácia desse reforço é extremamente alta, apesar de ser relativamente nova a técnica, apresenta êxito na maioria das obras já executadas, sendo raras as que têm falhas, sendo estes, na maioria das vezes, fruto de um mau projeto ou de uma má execução (TIMERMAN, 2011).

A superfície de concreto do elemento que será reforçado é de fundamental importância para a transferência das tensões concreto-aço e conseqüentemente, para o adequado funcionamento do reforço. Esta, deve ser uniformemente rugosa e áspera para que se tenha boa aderência química entre as partes (SOUZA; RIPPER, 1998).

Por ser uma técnica simples, alguns pequenos construtores arriscam fazê-la e na sua ignorância não visam uma total aderência do reforço no elemento estrutural a ser reforçado, para que estes trabalhem juntos resistindo à tensão. Dessa forma, a estrutura não é reforçada e sim prejudicada devido ao aumento de carga que as chapas de aço trazem consigo (TIMERMAN, 2011).

2.3.4 Reforço com fibras de carbono

2.3.4.1 Definição

O material compósito, conhecido também como apenas compósito, não tem uma definição universalmente aceita. No presente estudo este pode ser definido como o produto da combinação de dois ou mais materiais, com diferentes propriedades químicas e físicas, que visam a conjugação destas para o alcance de novas propriedades que atendem o objetivo imposto (BEBER, 2003).

Ele geralmente é a combinação de dois componentes: a matriz, que é contínua, e o reforço, que na maioria das vezes é denominado de componente disperso. Juntos, eles formam um novo material, com um desempenho melhor que os elementos separados, com propriedades mecânicas superiores (BEBER, 2003; VENTURA, 2009).

As propriedades dos materiais compósitos são mais dependentes do componente de reforço e sua quantidade e sua geometria tem grande influência no produto final. De acordo com ele, o material pode ser classificado em particulares (reforço com partículas), fibrosos (reforço com fibras) e compósitos estruturais. As partículas têm suas dimensões simétricas em todas as direções, já as fibras são compridas, ou seja, a relação diâmetro comprimento é grande (BEBER, 2003).

Um exemplo de material reforçado com partículas é o concreto, onde os agregados trazem mais resistência para a matriz (argamassa). Outro que vale citar é o concreto armado, que combina a resistência a compressão do concreto e a resistência a tração da armadura.

O material reforçado por fibras, do ponto de vista tecnológico é o mais importante, pois as fibras, na maioria das vezes, apresentam melhores propriedades de resistência e rigidez, o que é interessante no ponto de vista estrutural (BEBER, 2003), por isso muito usados em aeronaves, equipamentos de recreação e aplicações industriais (LEBRÃO, 2008). De acordo com Beber (2003, p.29), "o método mais eficiente encontrado consiste em

combinar um material fibroso de alta resistência à tração e alto módulo de elasticidade com um material de baixo módulo e baixa resistência."

Logo, a fibra de carbono passou a ser usada como material compósito de reabilitação ou restauração de elementos estruturais de concreto armado enfraquecidos ou fragilizados com o tempo e de reforço para elementos estruturais em boas condições, possibilitando assim o aumento das cargas solicitantes para corrigir e minimizar eventuais riscos produto de vícios de projeto ou de construção ou para atender mudanças de destinação da estrutura. (MACHADO, 2010).

2.3.4.2 Propriedades das fibras de carbono

De acordo com Machado (2010, p. 09), "as fibras de carbono resultam do tratamento térmico (carbonização) de fibras precursoras orgânicas tais como o poliacrilonitril (PAN) ou com base no alcatrão derivado do petróleo ou do carvão (PITCH) em um ambiente inerte". A produção destas consiste na oxidação das fibras precursoras seguido do processamento a grandes temperaturas. Normalmente, as que são comercialmente disponíveis apresentam as seguintes características, segundo Machado (2010, p.10):

- Extraordinária resistência mecânica;
- Extraordinária rijeza;
- Bom comportamento à fadiga e à atuação de cargas cíclicas;
- Elevada resistência a ataques químicos diversos;
- Não são afetadas pela corrosão por se tratar de um produto inerte;
- Estabilidade térmica e reológica;
- Extrema leveza, devido ao baixo peso específico do sistema (da ordem de 1,6g/cm³ a 1,9g/cm³, cerca de 5 vezes menor do que o do aço estrutural) chega-se ao ponto de não se considerar o seu peso próprio nos reforços.

Os materiais compósitos com fibras de carbono são estruturados com uma matriz polimérica, que segundo Machado (2010, p. 12), "cabe a função de manter as fibras que as estruturam coesas, propiciando a transferência das tensões de cisalhamento entre os dois elementos estruturais, concreto e fibra de carbono", e um elemento estrutural (fibras de carbono), estas estão dispostas unidirecionalmente dentro das matrizes absorvem as tensões de tração decorrentes dos esforços solicitantes atuantes (MACHADO, 2010).

A fibra de carbono deve ter uma ruptura frágil, e a matriz poliédrica uma ruptura dúctil, pois há a necessidade de esta ter um alongamento de ruptura muito maior do que o alongamento que ocorre nesse. Assim, garante-se que no sistema compostos CFC a matriz

continue a possuir capacidade de carga mesmo após a fibra ter entrado em colapso (MACHADO, 2010).

A fibra de carbono tem um peso específico muito pequeno, que varia de 1,6 a 1,9 g/cm³. O coeficiente de dilatação térmica dos compostos unidirecionais de CFC depende do tipo da fibra, da resina, e do volume de fibra no composto, varia também de acordo com a sua direção longitudinal e transversal, como mostra a Tabela 1. Vale lembrar como referência o coeficiente de dilatação térmico do concreto, que é de 4 a 6 x 10⁻⁶/°C. (MACHADO, 2010).

Tabela 1- Coeficientes de dilatação das fibras de carbono

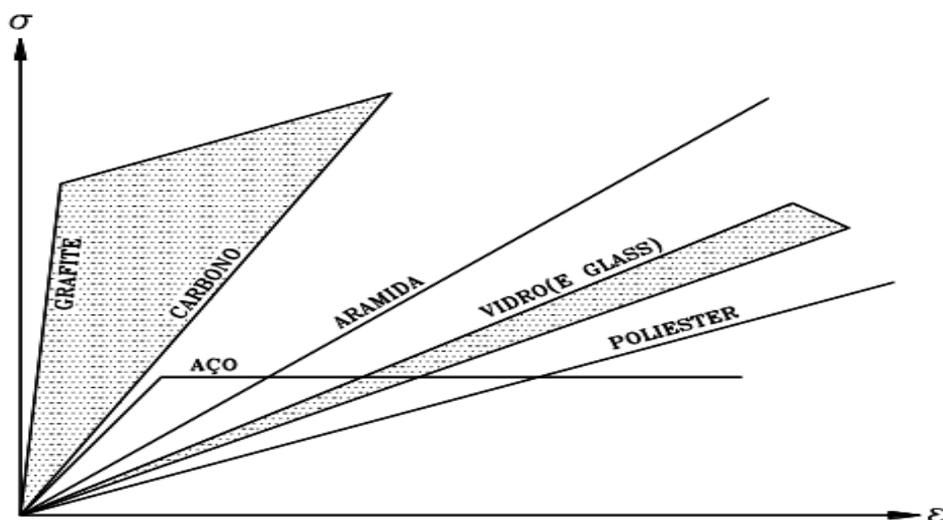
Direção	Coeficiente de Dilatação Térmica
Longitudinal (α_L)	-10 ⁻⁶ /°C a 0
Transversal (α_T)	22x10 ⁻⁶ /°C a 23x10 ⁻⁶ /°C

Fonte: Machado, 2010.

A temperatura vítrea é a temperatura limite para que o polímero não sofra uma redução significativa do seu módulo de elasticidade. O seu valor depende fundamentalmente da resina, mas varia entre 80°C a 100°C normalmente (MACHADO, 2010).

Atualmente, as fibras de carbono disponíveis têm um baixo módulo de elasticidade e uma grande resistência à tração (MACHADO, 2010). Pode-se verificar através da figura abaixo que, ao contrário das fibras de carbono, as fibras de grafite apresentam elevado módulo de elasticidade e uma baixa resistência à tração.

Figura 1 - Diagrama Tensão x Deformação das fibras



Fonte: Machado, 2010.

A seguinte tabela do ACI 440 indica as propriedades, genericamente, para os sistemas compostos estruturados com fibras de carbono:

Tabela 2 - Características genéricas das fibras de carbono

Tipo da Fibra de Carbono	Módulo de Elasticidade (GPa)	Resistência Máxima de Tração (MPa)	Deformação de Ruptura (%)
De uso geral	220 - 235	< 3.790	> 1,2
Alta resistência	220-235	3.790 - 4.825	> 1,4
Ultra alta resistência	220 - 235	4.825 - 6.200	> 1,5
Alto módulo	345 - 515	>3.100	> 0,5
Ultra alto módulo	515 - 690	<2.410	> 0,2

Fonte: Machado, 2010.

Logo, a fibra de carbono passou a ser usada como material compósito de reabilitação ou restauração de elementos estruturais de concreto armado enfraquecidos ou fragilizados com o tempo e de reforço de elementos estruturais em boas condições, possibilitando assim o aumento das cargas solicitantes para corrigir e minimizar eventuais riscos produto de vícios de projeto ou de construção ou para atender mudanças de destinação da estrutura. (MACHADO, 2010).

2.3.4.3 Comparativo com o reforço com chapas de aço

A chapa de aço colada no substrato do concreto como reforço se assemelha muito ao reforço com sistema composto estruturado com fibra de carbono. Por isso, neste momento vamos compará-los para que as vantagens e desvantagens da fibra de carbono.

Os sistemas compostos podem ser produzidos de acordo com a situação particular de reforço. Podem variar as proporções da fibra e da resina, mudando assim as propriedades do compósito produzido, principalmente sua resistência (BEBER, 2003). Segundo Beber (2003, p. 36), "para aplicações no reforço estrutural, vêm sendo utilizados compósitos cujos valores de resistência têm sido cerca de 3 a 5 vezes maior que do aço".

O peso próprio do compósito é muito pequeno, o que é uma grande vantagem perante as chapas de aço. Essa característica reflete uma grande economia na obra e no transporte, pois dispensa o uso de maquinário pesados e vias de transportes mais caras. Além disso, é dispensado o uso de parafusos, que é usado na chapa de aço, para a fixação das

laminas/laminados de fibra de carbono, adesivos de resina epóxi são o bastante para sua sustentação (BEBER, 2003).

Os compósitos demonstram grande versatilidade pois não possuem limitações de comprimento, assim como as chapas de aço possuem, por causa do seu grande peso próprio, o que traz a necessidade de emendas na aplicação. Além disso, com o sistema composto estruturado com fibras de carbono é possível atender situações particulares aplicando números variáveis de camadas (BEBER, 2003).

A facilidade de aplicação de materiais compósitos é muito maior que a aplicação de chapas de aço coladas, principalmente relacionadas à preparação das superfícies (BEBER, 2003). Devido à menor espessura dos laminados pré-fabricados de material compósito, a fixação destes é mais fácil do que as chapas de aço (que são mais espessas), e assim, a possibilidade de descolamento do reforço com laminados é menor (BEBER, 2003).

Segundo Beber (2003, p. 38), "diferentemente das chapas de aço, os materiais compósitos não sofrem deterioração proveniente da ação de agentes agressivos, químicos, físicos ou biológicos. No entanto, atenção especial deve ser dada à ação da radiação ultravioleta.

Os materiais compósitos carbonizam com a ação do fogo, ao contrário das chapas de aço que queimam, pois esses têm menor condutividade térmica que o aço, assim o reforço de fibra de carbono resiste mais tempo que as chapas. A resistência da fibra de carbono depende fundamentalmente da resina (BEBER, 2003).

Os reforços com chapas de aço coladas demandam uma manutenção mais intensa, com pinturas protetoras, por exemplo, que os de fibras de carbono (BEBER, 2003).

De acordo com Beber (2003, p. 39),

A possibilidade de se protender os materiais compósitos cria novas perspectivas para a sua aplicação. A aplicação de materiais compósitos pode ser utilizada para substituir sistemas de protensão danificados, aumentar a resistência ao cisalhamento pela indução de tensões longitudinais. Ainda, a formação de fissuras pode ser inibida, e o estado limite de utilização da estrutura aumentado.

Portanto, podemos perceber que o uso dos materiais compósitos de fibras de carbono para reforço estrutural possui várias vantagens sobre o da chapa de aço, mesmo que a fibra de carbono tenha um custo mais elevado.

2.3.4.4 Comportamento relativamente a calor – umidade

Em alguns casos, pode ocorrer alguma degradação nos sistemas compósitos devido aos efeitos cumulativos do calor e da umidade (MACHADO, 2006; RELVAS, 2003).

Vale lembrar que o coeficiente de dilatação térmica das fibras de carbono é quase igual a zero, podendo ser considerado mais ou menos da ordem 1/10 dos coeficientes térmicos do concreto e do aço (MACHADO, 2006; RELVAS, 2003).

Ainda não foi constatado nenhuma influência da variação de umidade e temperatura sobre o módulo de elasticidade do composto (MACHADO, 2006; RELVAS, 2003).

2.3.4.5 Efeito da água salgada e alcalinidade no sistema composto

Os compósitos estruturados com fibras de carbono possuem grande resistência à influência de água salgada e água alcalina, (MACHADO, 2006; RELVAS, 2003), ao contrário das chapas de aço que se oxidam com a ação dessas.

2.3.4.6 Efeito da luz ultravioleta no sistema composto

Nos ensaios feitos com o Compósito MBrace (Máster Builders) sob efeitos de luz ultravioleta não foi observado qualquer degradação importante no sistema composto (MACHADO, 2006; RELVAS, 2003).

2.3.4.7 Resistência ao fogo nos sistemas compostos

A resistência ao fogo dos materiais dos sistemas composto é dependente da qualidade da resina utilizada no composto. Tipicamente, essas resinas são classificadas como termo plásticas, que podem se fundir e novamente se solidificar perante a mudança de temperatura, e termoestáveis, que não podem regressar para estado inicial ao sofrerem aquecimento (MACHADO, 2010).

Geralmente, a integridade estrutural de um sistema composto começa a degradar quando ultrapassam a T_G (temperatura de transição vítrea). De modo geral, o T_G das resinas epoxídicas bicomponentes, curadas à temperatura ambiente, se situam na ordem de 90°C. Infelizmente não há muito o que se fazer, já que os revestimentos comuns contra incêndio não

atendem ao isolamento térmico necessário para manter a temperatura na peça e no sistema composto abaixo da T_G (MACHADO, 2010).

Assim, se tornou prática comum entre os projetistas desconsiderar totalmente a resistência ao fogo desses materiais de reforço, ou seja, levar em consideração apenas a estrutura crua, sem reforço, em caso de incêndio. Essa situação é também comum a reforços estruturais que dependem de resinas, como é o caso, também presente nesse estudo, das lâminas de aço utilizadas para reforços (MACHADO, 2010).

Entretanto, segundo Machado (2010, p.19), "já foram desenvolvidas proteções visando retardar os efeitos das chamas sobre os sistemas compostos estruturados com fibras de carbono".

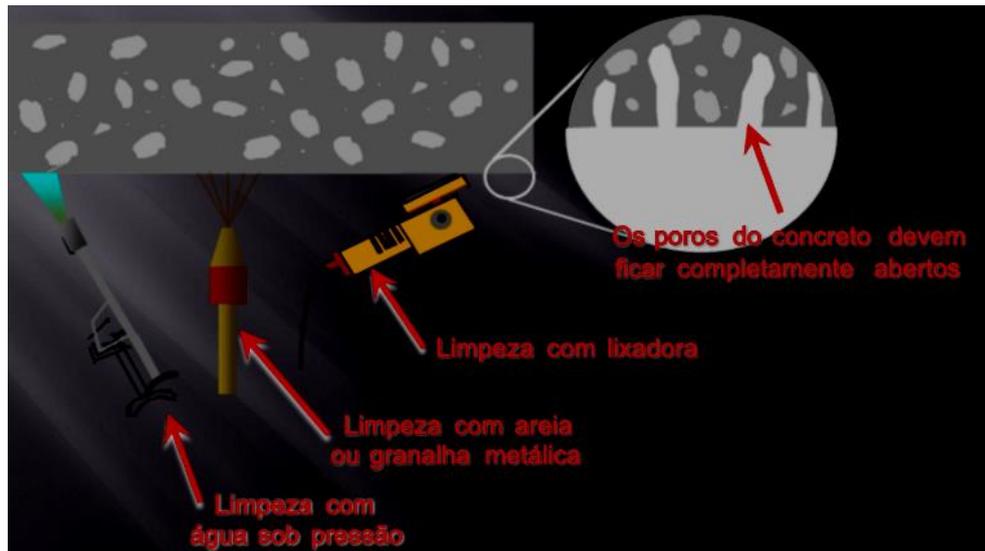
2.3.4.8 Execução dos sistemas compostos estruturados com fibras de carbono

Segundo Machado (2010), antes da aplicação do sistema de compostos com fibras de carbono, é necessária uma preparação da superfície do concreto armado para que este possa ser aderido com segurança, assim como é exigido em qualquer sistema de reforço externo aderido, como a colagem de chapas de aço através de resinas epoxídicas.

Quando houver patologias significativas, como presença de corrosão nas armaduras, existência de trincas e fissuras estruturais, será necessário que, antes da recuperação do substrato seja feita a correção destas patologias. Um substrato totalmente íntegro e são é essencial para receber o reforço, pois assim terá suficiente resistência mecânica para que sejam transferidos os esforços na interface concreto armado/sistema composto (MACHADO, 2010).

Ainda na preparação da superfície que irá receber o reforço, deve-se utilizar abrasivos, jatos de areia ou limalhas metálicas para a sua limpeza, como representado na Figura 2. Esse processo serve para retirar toda poeira, pó, substâncias oleosas e graxas, partículas sólidas não totalmente aderidas, recobrimentos diversos como argamassas, massas, pinturas etc. (MACHADO, 2010).

Figura 2 – Limpeza da superfície de instalação do sistema



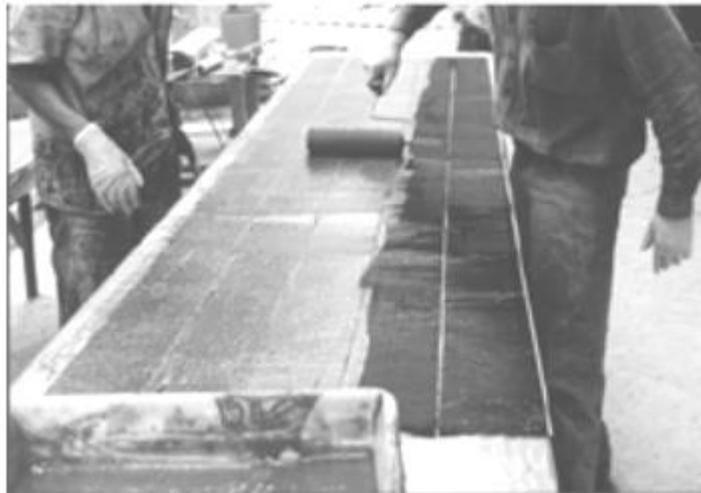
Fonte: Machado, 2010.

Como explicado por Machado (2010), depois dessa preparação aplica-se o imprimador primário (primer) que tem por objetivo penetrar nos poros do concreto e estabelecer uma ponte de aderência eficiente entre a película e a superfície do concreto sobre a qual será instalado o sistema.

Então, aplica-se a massa regularizadora de superfície que é responsável pela regularização e correção das imperfeições onde são aplicados os sistemas. Esta estabelece uma superfície desempenada contínua e um plano adequadamente nivelado (MACHADO, 2010).

Em seguida, corta-se as lâminas que serão colocadas e aplica-se a primeira camada de resina saturante com alto teor de sólidos (saturação via úmida) ou aplica-se a resina saturante diretamente sobre o concreto a ser reforçado (saturação via seca), como mostra a Figura 3. Esse processo de saturação servirá para impregnar a lâmina de fibra de carbono e aderi-la à superfície do concreto. Nos laminados, o desdobramento e o corte são a primeira etapa de execução e a imprimação é efetuada a partir de um gabarito que distribui a cola com espessura constante (MACHADO, 2010).

Figura 3 - Saturação da fibra de carbono na bancada



Fonte: Machado, 2010.

Logo depois, deve-se colocar a lâmina ou o laminado de carbono, para que seja possível fazer ajustes de alinhamento e prumo das lâminas de fibra de carbono. Para que a lâmina fique devidamente aderida, deve-se executar o processo de “rolagem das bolhas de ar” que é feito com a utilização de pequenos roletes de aço denteados que levam as bolhas de ar até a extremidade das lâminas, com o intuito de eliminá-las. A segunda camada de resina é a parte final da aplicação do reforço, ela complementa a impregnação da lâmina de fibra de carbono e acaba de conformar a matriz epoxídica que envelopa o sistema (MACHADO, 2006).

Entretanto, por razões estéticas e/ou proteção, pode-se aplicar a película de acabamento com elevado teor de sólidos, alto brilho e resistente à corrosão, como mostra-se na Figura 4 (MACHADO, 2010).

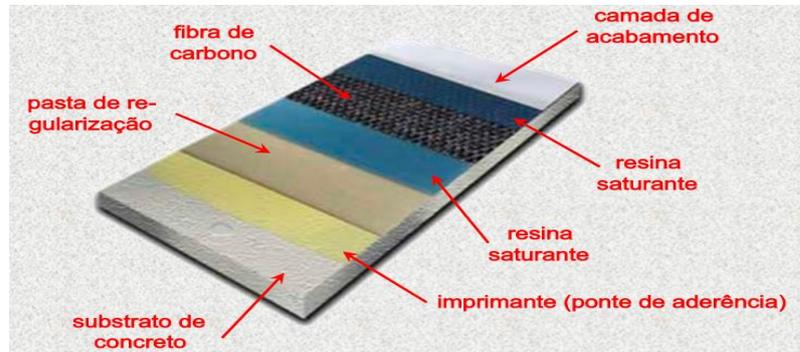
Figura 4 - Aplicação da camada de proteção e/ou estética (Top Coat)



Fonte: Revista Técnica, 2007.

Na Figura 5 podemos ver um resumo das etapas de aplicação do reforço com compostos de fibra de carbono.

Figura 5 - Etapas construtivas dos sistemas compostos com fibras de carbono



Fonte: Machado, 2010.

3 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS

3.1 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

A NBR 6118:2014 em seu item 14.4.1 e 14.4.1.1 define as vigas como um elemento estrutural linear em que a flexão é a sollicitação predominante e o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal.

De acordo com Clímaco (2008) a flexão ocorre quando momentos fletores atuam neste elemento linear produzindo tensões normais na seção transversal e a sua rotação.

Além do momento fletor podemos ter mais de um esforço ocorrendo simultaneamente na seção transversal deste elemento dando a característica do tipo de flexão atuante.

Segundo Clímaco (2008) a flexão classifica-se como:

- Flexão pura: quando é considerado apenas o momento fletor (M) solicitando a seção e esta fica sujeita, apenas, a tensões normais;
- Flexão simples: quando ocorre ao mesmo tempo o momento fletor e a força cortante (M; V) e estes produzem tensões normais e tangenciais na seção;
- Flexão composta: quando atuam simultaneamente o momento fletor e a força normal (M; N) e estes produzem tensões normais na seção.

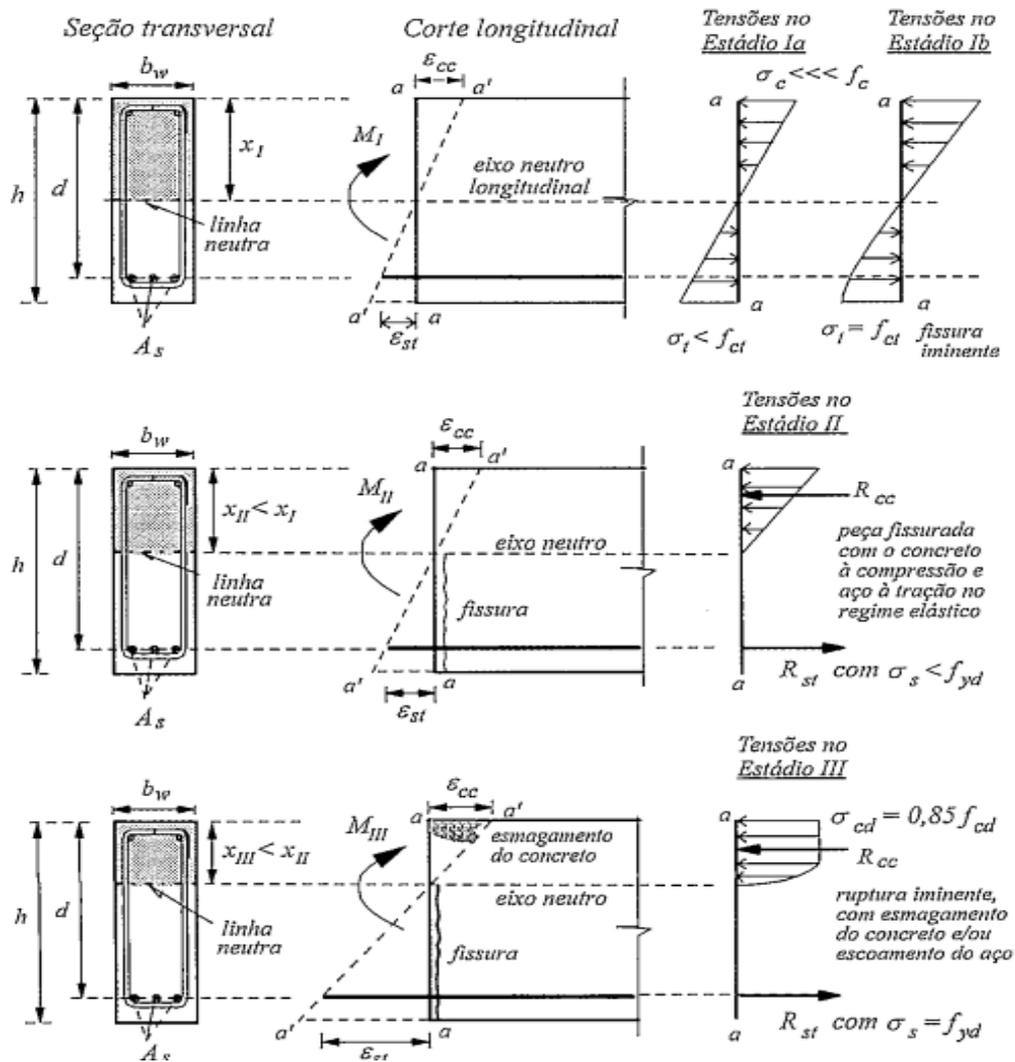
De acordo com Carvalho e Pinheiro (2009, p.250) “um elemento está submetido à flexão normal quando o momento fletor em uma seção transversal tem a direção de um dos eixos centrais principais de inércia. Caso contrário, tem-se a flexão oblíqua”. A flexão normal e oblíqua poderá ser, também, simples ou composta.

Conforme afirmam Carvalho e Figueiredo Filho (2014), o esforço normal em vigas é, geralmente, desprezível e, por isso dimensiona-se as vigas apenas para os casos de flexão normal, simples e pura. Clímaco (2008) afirma que o mais comum no dimensionamento da armadura de flexão para vigas é considerar que na seção atuam apenas os momentos fletores e numa etapa posterior é feito o dimensionamento da armadura de combate ao cortante e, também, a compatibilização das armaduras de flexão e corte.

Por meio de ensaios feitos em vigas de concreto armado submetidas a carregamentos crescentes que causam flexão pura na região central da peça, observou-se que, com acréscimos de carga até à ruptura da peça, as vigas apresentam fases de comportamentos bem claros que foram chamados de estádios. As vigas sujeitas à flexão pura apresentam três estádios com as características a seguir (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014):

- Estádio I (peça não fissurada):
O momento fletor M_I ainda é baixo e as tensões normais em cada ponto da seção variam linearmente com sua distância até a linha neutra. Na figura abaixo, podemos perceber que na região de tração, a tensão máxima σ_t é menor que a resistência à tração do concreto (f_{ct}). Na zona comprimida percebe-se que, a tensão máxima σ_c é muito menor que a resistência à compressão do concreto f_c .
- Estádio Ib (aparecimento iminente de fissuras)
Ao final do estágio I, conforme os valores de carga aumentam, o concreto sofre plastificação na zona de tração antes de esgotar sua resistência à tração e do aparecimento da primeira fissura, ou seja, o concreto tracionado não possui resposta linear tensão - deformação.
- Estádio II (peça fissurada):
O concreto perde sua resistência à tração e as tensões normais de tração passam a ser absorvidas apenas pela armadura longitudinal. “O momento fletor M_{II} é resistido pelo binário constituído pelas resultantes de tensões de compressão no concreto, R_{cc} , e de tração no aço, R_{st} . Apesar de a peça já estar fissurada, o aço tracionado, com $\sigma_s < f_{yd}$, e o concreto comprimido estão ambos na fase elástica”. Espera-se que uma viga fletida nos estados limites de serviço tenha esse comportamento elástico. Portanto, o momento fletor característico em uma viga sob cargas de serviço será igual à M_{II} .
- Estádio III (iminência de ruptura por flexão)
Para que se aproveite toda a capacidade resistente dos materiais, a peça deverá romper com o esmagamento do concreto à compressão e o escoamento do aço à tração. Uma peça dimensionada à flexão no estado limite último deve possuir uma margem adequada de segurança para que a viga não atinja esse estágio. “Isto é, o momento último de ruptura (também chamado momento de cálculo ou de projeto) deve ser igual ao momento característico (ou de serviço) majorado por um coeficiente de majoração preestabelecido:
 $M_{III} = M_d = \gamma_f \times M_k$ ”.

Figura 6 – Estádios das seções de concreto armado sob flexão pura



Fonte: Clímaco, 2008

3.1.1 Modos de ruptura por flexão pura

A área da armadura longitudinal de tração, as dimensões da seção e as resistências do concreto e do aço, são fatores importantes para que um elemento linear de concreto armado chegue à ruptura por flexão pura. A ruptura pode ocorrer nas seguintes formas segundo Clímaco (2008, p.182-183):

- Ruptura balanceada: A peça rompe com o esmagamento do concreto à compressão e o escoamento do aço tracionado;
- Ruptura frágil à compressão: A peça rompe por esmagamento do concreto à compressão sem o escoamento do aço tracionado;

- Ruptura frágil à tração: Ruptura prematura da peça, brusca e sem aviso, quando a armadura de tração é insuficiente sequer para absorver as tensões de tração transferidas do concreto após a fissuração.

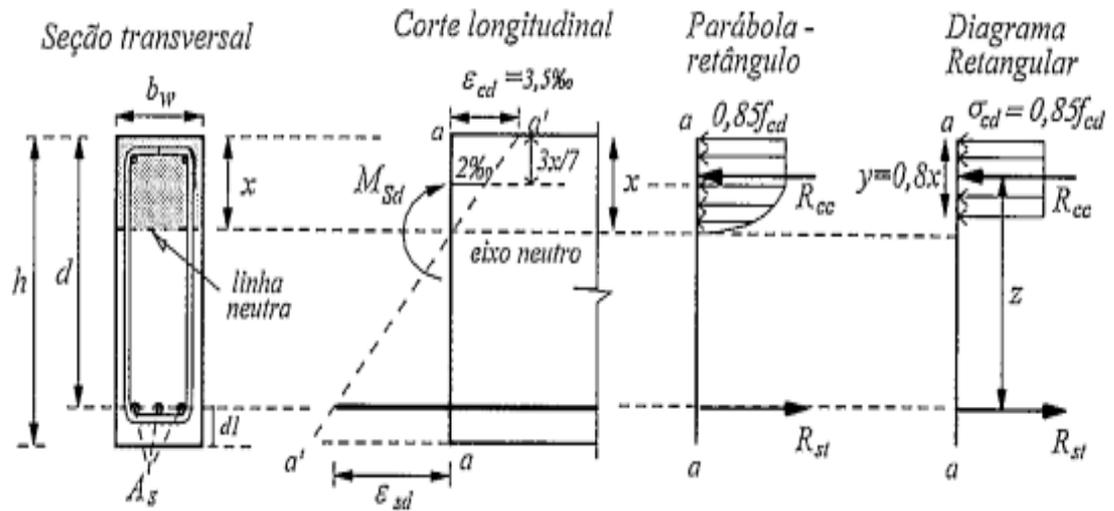
3.1.2 Hipóteses básicas de cálculo

A NBR 6118:2014 no item 17.2.2 estabelece hipóteses básicas a serem consideradas na análise dos esforços resistentes de elementos lineares sujeitos a solicitações normais e Clímaco (2008, p.184) explica essas hipóteses:

- a) As seções transversais permanecem planas após as deformações de flexão, até à ruptura da peça;
- b) A deformação das barras da armadura passiva, em tração ou compressão, é a mesma do concreto em seu entorno;
- c) As tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, são desprezadas, obrigatoriamente, no ELU;
- d) A distribuição de tensões de compressão no concreto faz-se pelo diagrama parábola-retângulo. Esse diagrama pode ser substituído pelo diagrama retangular simplificado, com altura $y = 0,8 x$. Essa substituição tem por base duas constatações, de demonstração simples pela Mecânica dos Sólidos: as resultantes de compressão, R_{cc} , obtidas dos dois diagramas são iguais; a posição da resultante é virtualmente a mesma, o que garante o mesmo braço de alavanca, z , essencial para se obter o mesmo binário resistente nos dois diagramas;
- e) A tensão nas armaduras de aço deve ser obtida a partir dos diagramas de cálculo $\sigma-\varepsilon$;
- f) O alongamento máximo do aço da armadura de tração é de 10%, para evitar deformações plásticas excessivas da peça no ELU;
- g) O encurtamento de ruptura do concreto é de 2%, na compressão simples, e de 3,5%, na flexão simples.

De acordo com Clímaco (2008), quando se utiliza o diagrama retangular simplificado para seções de largura constante ou crescente na zona comprimida a tensão máxima de compressão no concreto passa a ser $\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd}$.

Figura 7 - Diagrama de tensões na seção de concreto armado na ruptura por flexão



Fonte: Clímaco, 2008

Para a Figura 7 utiliza-se as seguintes definições:

- h : altura total da seção (distância da fibra mais comprimida à mais tracionada);
- d : altura útil (distância do centro de gravidade da armadura de tração à fibra mais comprimida);
- dl : distância do CG da armadura de tração à fibra mais tracionada ($h = d + dl$);
- x : distância da linha neutra da seção à fibra mais comprimida;
- $y = 0,8x$: altura do diagrama retangular simplificado, que define a linha neutra "fictícia", abaixo da qual as tensões de compressão do concreto são nulas;
- R_{cc} : resultante das tensões de compressão no concreto;
- R_{st} : resultante das tensões de tração na armadura;
- z : braço de alavanca das resultantes de tração e compressão;
- f_{cd} : resistência de cálculo do concreto;
- ϵ_{cd} ; σ_{cd} : encurtamento e tensão máximos de compressão no concreto, no ELU de flexão;
- ϵ_{sd} ; σ_{sd} : alongamento e tensão de tração máximos do aço na ruptura da peça.

3.1.3 Domínios de deformações no estado-limite último

Segundo Clímaco (2008), os domínios de deformações de um elemento linear de concreto armado incluem todas as situações de ruptura da seção transversal para uma determinada sollicitação normal.

A NBR 6118 (2014, p.122) em seu item 17.2.2 caracteriza cada domínio da seguinte maneira e conforme é mostrado na Figura 8.

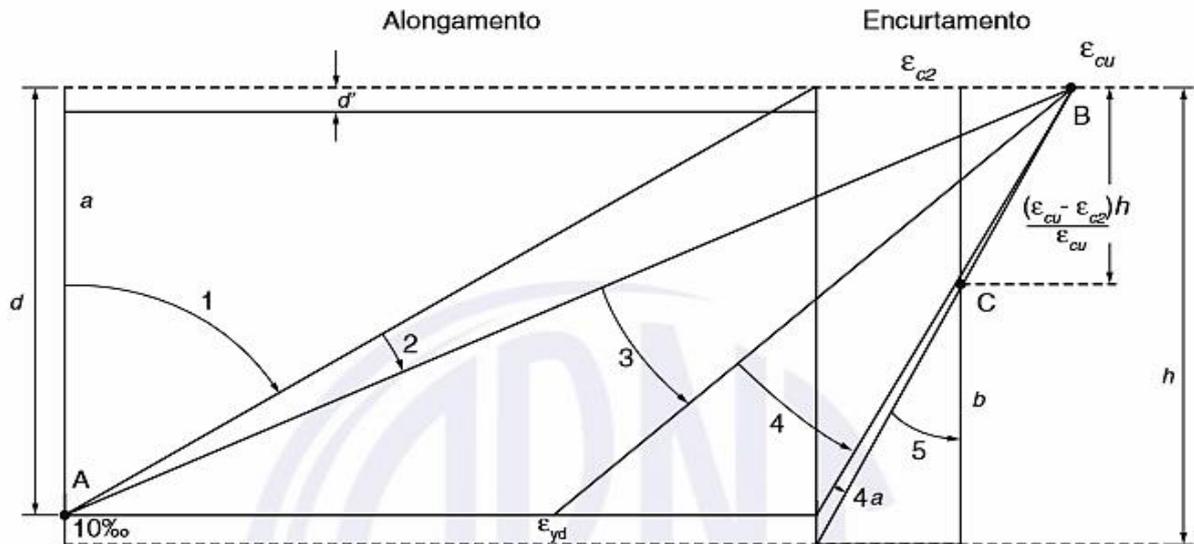
Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:

- reta a: tração uniforme;
- domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;
- domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c < \epsilon_{cu}$ e com o máximo alongamento permitido).

Ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto:

- domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$);
- domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$);
- domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;
- domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;
- reta b: compressão uniforme

Figura 8 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal



Fonte: NBR 6118, 2014

Para o dimensionamento de vigas à flexão pura apenas os domínios 2, 3 e 4 são utilizados para que se tenha um melhor aproveitamento das capacidades dos dois materiais, aço e concreto.

Conforme a figura acima e a explicação de Clímaco (2008), podemos perceber que:

- No domínio 2, a ruptura frágil da peça ocorre com o aço atingindo o alongamento máximo, ϵ_{sd} , de 10 ‰ e o encurtamento do concreto varia entre 0 e 3,5‰;
- No domínio 3, a ruptura da peça acontece com o concreto esmagando ($\epsilon_{cd} = 3,5‰$) ao mesmo tempo em que o aço escoar. Nesse domínio a peça apresenta sinais visíveis de risco de ruptura e é característico das seções balanceadas
- No domínio 4 a ruptura da peça ocorre sem aviso, com o esmagamento brusco do concreto ($\epsilon_{cd} = 3,5‰$) sem o escoamento do aço.

3.1.4 Equilíbrio de esforços

De acordo com Clímaco (2008), para dimensionar uma peça à flexão é necessário:

- Estabelecer as dimensões da seção transversal da peça e a área das armaduras com uma margem de segurança para que não se atinja o estado limite último. Este deve ocorrer para um momento fletor de ruptura ou de cálculo:

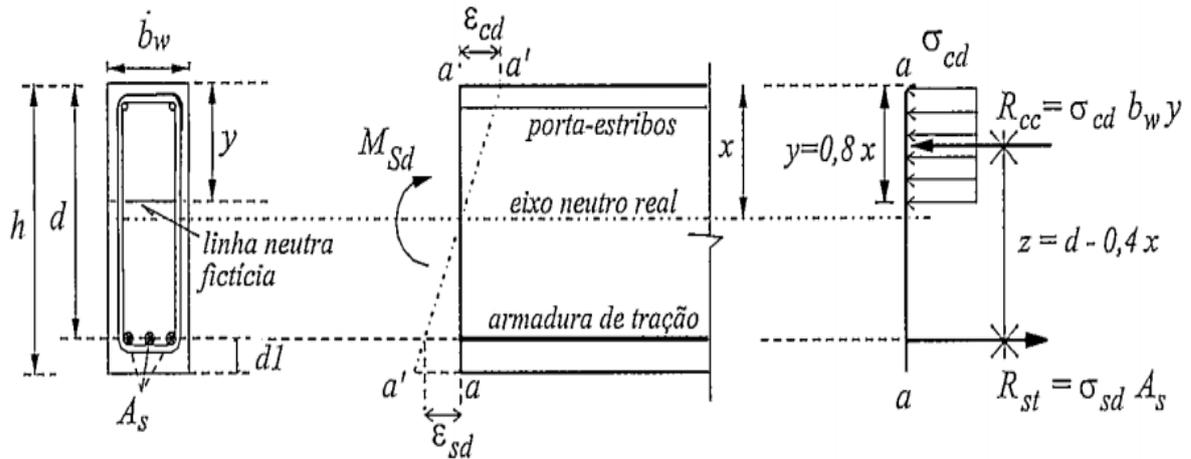
$$M_{Sd} = \gamma_f \times M_k .$$
- Verificar se a peça apresenta comportamento inadequado (flechas e fissuração inaceitáveis) nos estados limites de serviço com um momento fletor característico ou de serviço, M_k .

O dimensionamento da seção transversal é realizado através das expressões de compatibilidade de deformações (baseando-se na hipótese de seções planas) e de equilíbrio da seção, considerando que o momento solicitante de cálculo (M_{Sd}) seja igual ou inferior ao momento resistente de cálculo (M_{Rd}). “Na zona de compressão, somente o concreto é suficiente para constituir o binário interno resistente junto com uma armadura de tração (A_s), cujo momento (M_{Rd}) deve equilibrar o momento solicitante proveniente das ações (M_{Sd})” (CLÍMACO, 2008, p.191)

Quando a seção de concreto armado é dimensionada com aço apenas na zona de tração diz-se que ela possui armadura simples e esta é obtida através dos cálculos de flexão. Para maior facilidade na hora da montagem da armadura costuma-se utilizar duas barras longitudinais na borda mais comprimidas da peça com diâmetro igual ao do estribo, estas barras não são consideradas nos cálculos, mas contribuem com o concreto à compressão (CLÍMACO, 2008, p.191).

A Figura 9 mostra algumas considerações sobre a seção transversal de uma viga e um corte longitudinal. Na imagem central (corte longitudinal) estão representadas as deformações específicas que ocorrem na seção. A imagem da direita representa as tensões normais na seção e as resultantes de compressão no concreto (R_{cc}) e de tração no aço (R_{st}), que constituem o binário resistente: $M_{Rd} = R_{cc} * z = R_{st} * z$

Figura 9 – Seção retangular com armadura simples no estado limite último



Fonte: Clímaco, 2008.

Clímaco (2008) diz que, quando o momento fletor último M_{Sd} atua na seção transversal plana e indeformada a-a, esta sofre rotação e assume a posição a' - a' e permanece plana. Por semelhança de triângulos, da Figura 9, as deformações específicas do aço e do concreto podem ser expressas:

$$\varepsilon_{sd} = \frac{d-x}{x} \varepsilon_{cd} = \frac{1-x/d}{x/d} \varepsilon_{cd} \quad (3.1)$$

Sendo, $k_x = x/d$ (altura relativa da linha neutra), a expressão acima se tornará:

$$\varepsilon_{sd} = \frac{1-k_x}{k_x} \varepsilon_{cd} \quad \text{e} \quad \varepsilon_{cd} = \frac{k_x}{1-k_x} \varepsilon_{sd} \quad (3.2)$$

Segundo Clímaco (2008), tira-se o binário resistente para o concreto à compressão e o aço à tração, através Figura 9. Sendo $k_z = z/d$ (coeficiente do braço de alavanca), tem-se:

- Concreto à compressão:

$$M_{sd} = k_{md} \times b_w \times d^2 \times f_{cd} \Rightarrow k_{md} = \frac{M_{sd}}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} \quad (3.3)$$

- Aço à tração:

$$M_{sd} = R_{st} \times z = A_s \times \sigma_{sd} \times (z/d) \times d \rightarrow A_s = \frac{M_{sd}}{k_z \times d \times f_{yd}} \quad (3.4)$$

Nos domínios 2 e 3 a tensão de cálculo do aço, σ_{sd} , será igual à resistência de cálculo do aço, f_{yd} e no domínio 4 será igual à $E_s \cdot \varepsilon_{sd}$.

Segundo o mesmo autor, além de k_z (coeficiente do braço de alavanca) e k_{md} (coeficiente do momento de cálculo) há, também, o coeficiente k_d definido como coeficiente da altura útil, dado pela expressão abaixo:

$$K_d = \frac{1}{\sqrt{k_{md}}} \quad (3.5)$$

Substituindo-se k_{md} na expressão acima obtém-se a altura útil (d):

$$d = K_d \sqrt{\frac{M_{sd}}{b_w \times f_{cd}}} \quad (3.6)$$

A NBR 6118 (2014) no item 17.2.3 limita a posição da linha neutra (x/d) para garantir boas condições de ductilidade nas vigas e alerta que a ruptura frágil está associada a posições de linha neutra no domínio 4.

No item 14.6.4.3 (NBR 6118, 2014, p.91) são estabelecidos os seguintes limites:

- $x/d \leq 0,45$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- $x/d \leq 0,35$, para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$ MPa

3.2 COMPORTAMENTO DO CONCRETO À COMPRESSÃO

Como dito anteriormente, o presente trabalho tem o objetivo de analisar o reforço de vigas de concreto com a manta de fibra de carbono. Contudo, os corpos de prova ensaiados não possuem armadura na região tracionada, sendo o concreto o único elemento para resistir à todos os esforços solicitantes. Como a resistência à compressão é a principal característica do concreto, julgou-se necessário analisar o ganho de resistência com o reforço de fibras de carbono em elementos comprimidos.

De maneira geral, todos os elementos estruturais de uma edificação estão sujeitos a diversos tipos de solicitações, porém cada um desses elementos possui solicitações que são predominantes. Por exemplo, os esforços de compressão são predominantes em pilares, mas também ocorrem em elementos fletidos como é o caso das vigas biapoiadas.

O dimensionamento de pilares à compressão centrada leva em consideração a resistência característica do concreto utilizado neste elemento e também a solicitação que irá atuar nessa peça estrutural (CLÍMACO, 2008).

Segundo Clímaco (2008), na resistência do concreto utiliza-se um coeficiente de minoração γ_c , que considera a variação da resistência dos materiais, possíveis erros na fabricação do concreto e a aproximação dos dados utilizados no dimensionamento. Segundo a NBR 6118:2014 em seu item 12.3.3 a resistência de cálculo do concreto é dada por:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.7)$$

A norma também fornece valores característicos do coeficiente de minoração por meio da seguinte tabela abaixo.

Tabela 3 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: NBR 6118, 2014.

No dimensionamento de pilares à compressão centrada a NBR 6118:2014 considera algumas hipóteses básicas que foram resumidas por Clímaco (2008, p. 142) da seguinte forma:

- a) A resistência máxima de cálculo do concreto à compressão é dada por $f'_{cd} = 0,85 f_{cd}$, em que o fator 0,85 leva em conta a influência de efeitos de longa duração sobre o concreto, [...];
- b) A resistência máxima do aço à compressão é limitada pelo encurtamento convencional de ruptura do concreto, tomado como 2 ‰. [...];
- c) As tensões normais produzidas pela solicitação de compressão axial são supostas uniformemente distribuídas na seção transversal.

De acordo com Clímaco (2008) o aço e o concreto devem trabalhar solidariamente para resistirem ao esforço normal de cálculo à compressão centrada, $N_{Sd,eq}$. O dimensionamento ao estado limite último é feito para que a ruptura do pilar ocorra por esmagamento do concreto ao atingir o encurtamento de 2 ‰, que será garantida por meio da seguinte expressão:

$$N_{Sd,eq} \leq N_{Rd} = f'_{cd} \times A'_c + f'_{yd} \times A'_s \quad (3.8)$$

onde,

$N_{Sd,eq}$ = força normal equivalente para o cálculo simplificado à compressão centrada;

N_{Rd} = força normal resistente de cálculo da seção de concreto armado;

f'_{cd} = resistência máxima de cálculo do concreto à compressão = $0,85 f_{cd}$;

A'_c = área da seção transversal de concreto comprimido;

f'_{yd} = resistência máxima do aço à compressão limitada pelo encurtamento de ruptura do concreto, 2 ‰;

A'_s = área da seção da armadura longitudinal comprimida.

Em seguida, é possível obter a área de aço da armadura longitudinal necessária para o equilíbrio entre da seção comprimida por meio da equação:

$$A'_s \geq \frac{N_{Sd,eq} - f'_{cd} \times A'_c}{f'_{yd}} \quad (3.9)$$

3.3 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS À FLEXÃO COM LAMINADOS DE CFC

De acordo com Machado (2010, p. 97), “o dimensionamento à flexão utilizando-se os laminados de fibra de carbono é exatamente igual ao dimensionamento utilizando lâminas (ou tecidos) de fibra de carbono”.

Os laminados são ótimos para reforços estruturais à flexão, já para reforços ao cisalhamento ou para o confinamento de colunas não são muito aplicáveis. A rigidez do laminado é grande, por isso não podem sofrer qualquer tipo de curvatura (MACHADO, 2010).

Segundo Machado (2010), a norma ACI 440.2R-02 preconiza que os reforços com compósitos estruturados com fibras de carbono devem ser projetados segundo as recomendações de utilização e resistência da ACI 318-99, utilizando os fatores de minoração e majoração das ações ali indicados e dos carregamentos.

Perante ao fato de que o CFC é um material utilizado para reforços relativamente novo, os índices de minoração da resistência usados na prática pelos engenheiros são mais conservadores do que aquelas discutidas nas recomendações do ACI 440.2R-02, pois ainda há incertezas referentes às características mecânicas deste ou das condições do substrato. (MACHADO, 2010).

3.3.1 Limites de resistência dos reforços com CFC

Para se garantir o não colapso da estrutura, se acaso houver casualidades que prejudique este reforço da estrutura, como descolamento do sistema composto, fogo e incêndios, vandalismos, dentre outros, existem limites de resistência.

Recomenda-se que a estrutura com os reforços danificados tenha uma capacidade resistente residual que suporte a um nível de carregamento razoável sem entrar em colapso.

De acordo com a ACI 440.2R-02, a estrutura deve ter uma resistência para o seguinte nível de carregamento:

$$(\phi \times R_n)_{existente} \geq (1,2 \times S_{DL} + 0,85 \times S_{LL})_{novo} \quad (3.10)$$

Onde,

ϕ - fator de redução da resistência.

R_n - resistência nominal do elemento (membro)

S_{DL} - ações da carga permanente e de longa duração.

S_{LL} - ações da carga acidental ou de curta duração

Entretanto, existe também uma resistência mínima baseada na ação de altas temperaturas sobre o concreto armado reforçado. Como foi dissertado anteriormente, as resinas poliméricas não são resistentes a temperaturas que excedem a temperatura de transição vítrea, prejudicando assim o reforço. Por isso é importante que a estrutura reforçada com o sistema composto sob a ação de altas temperaturas possa ser viabilizada, sem contar com a ação do reforço. Para isso, deve ser satisfeita a seguinte fórmula:

$$(\phi \times R_n)_{existente} \geq S_{DL} + S_{LL} \quad (3.11)$$

3.3.2 Dimensionamento do reforço à flexão com fibras de carbono

De acordo com Relvas (2003, p. 07), as considerações básicas para se fazer o dimensionamento do reforço à flexão com fibras de carbono são:

- Os cálculos serão efetuados com base nas dimensões existentes das seções e da quantidade e da distribuição das armaduras de aço da mesma, assim como das propriedades e características mecânicas dos materiais constituintes do elemento de concreto a ser reforçado;
- Prevalece a lei de Bernoulli, ou seja, as seções permanecem planas até a ruptura;
- Despreza-se a resistência a tração do concreto;
- A deformação máxima do concreto comprimido é de 3,5/1000;
- A deformação será considerada linear até a ruptura do material compósito;
- A aderência entre o material compósito e o substrato de concreto deve ser perfeita.

De acordo com Machado (2010), há uma tensão pré-existente no substrato que não inclui a fibra de carbono, ou seja, ela já existia na superfície do concreto armado antes do reforço. Assim, o nível de tensões atuantes nas duas superfícies, a do substrato e a do reforço, serão diferentes entre si (MACHADO, 2010).

Para o MBT (1998 apud BEBER, 2003), “o nível inicial de deformação deve ser, então, deduzido da deformação específica no substrato de concreto para a determinação da deformação resultante no reforço”. Logo, a deformação máxima permissível na fibra de carbono é dada pela seguinte fórmula:

$$\varepsilon_{fc} = (\varepsilon_b - \varepsilon_{bi}) \leq \varepsilon_{fu} \quad (3.12)$$

Onde,

ε_b - Deformação na fibra considerada no reforço para o carregamento máximo.

ε_{bi} - Deformação pré-existente quando da instalação do reforço de fibra de carbono.

A deformação específica do substrato do concreto pode ser fornecida pela seguinte fórmula:

$$\varepsilon_i = \frac{M_i \times (h - x)}{I \times E_{CS}} \times \varepsilon \quad (3.13)$$

O dimensionamento do reforço a flexão através de compósitos estruturados com fibras de carbono é feito no estado limite último (MACHADO, 2010; RELVAS, 2003).

Segundo Relvas (2003, p.07), "os critérios de dimensionamento á flexão no ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU), estabelecem que a capacidade resistente a flexão de um elemento deve exceder aos esforços solicitantes".

Pela junção do equilíbrio de tensões, a compatibilidade de deformações e leis constitutivas dos materiais na ruptura, a análise no estado limite último permite calcular a capacidade da seção transversal. (BEBER, 2003; MACHADO, 2010).

De acordo com Machado (2010, p.57):

Ocorrem quatro possibilidades distintas para que ocorra a ruptura das peças de concreto armado:

- 1- ruptura por escoamento do aço antes do esmagamento do concreto.
 - 2- ruptura por escoamento do aço antes da ruptura do sistema CFC.
 - 3- ruptura por esmagamento do concreto antes da ruptura por escoamento do aço.
 - 4- ruptura do sistema compósito CFC antes da ruptura por escoamento do aço.
- Os modos de ruptura 1 e 2 caracterizam um comportamento dúctil da estrutura, o que é desejável. Os modos de ruptura 3 e 4 caracterizam um comportamento frágil da estrutura, menos desejável que o anterior.

Devem ser efetuadas as seguintes verificações para o cálculo do reforço de uma viga de concreto armado com a utilização de sistemas compostos estruturados com fibras de carbono, segundo Relvas (2003, p.09):

- determinação do momento fletor de cálculo máximo que deve atuar ($M_{d,Max}$);
- determinar o momento fletor resistente ($M_{d,resist}$), da viga em função das características geométricas da seção e das características mecânicas dos materiais constituintes;
- comparar $M_{d,Max}$ com $M_{d,resist}$. Se $M_{d,resist} > M_{d,Max}$, a viga não precisa de reforço a flexão. Se entretanto $M_{d,resist} < M_{d,Max}$, a viga precisará de reforço.

Se a viga precisar de reforço, deve-se determinar o modo de ruptura para o reforço. Quando o $c/d < 0,26$, o reforço será calculado para a condição da viga subarmada, e quando $c/d > 0,26$, o reforço será calculado como para uma peça superarmada (MACHADO, 2010).

Sabendo-se o regime no qual será dimensionado o reforço, arbitra-se a posição da linha neutra, calculam-se as deformações específicas dos diversos materiais, logo depois calcula-se as tensões atuantes neles, e a partir do conhecimento das forças é possível fazer as verificações do equilíbrio das mesmas. Se o momento solicitante máximo for menor que o momento resistente encontrado no sistema reforçado, o processo de cálculo está completo (MACHADO, 2010).

Concluído este processo descrito no parágrafo anterior, ainda se tem a verificação da ductibilidade do sistema composto com fibras de carbono (MACHADO, 2010).

3.3.3 Determinação do momento resistente do reforço

Os esforços que constituem o momento resistente de uma viga de concreto armado reforçada com sistema composto estruturados com fibras de carbono são:

F_c - resultante da seção comprimida do concreto.

F_s' - força resultante da seção comprimida da armadura.

F_s - força resultante da seção tracionada da armadura.

F_f - força resultante da seção tracionada de fibra de carbono.

$$M_n = A_s \times f_s \times \left(d - \frac{\beta_1 \times c}{2} \right) + \Psi_f \times A_f \times f_{fe} \times \left(d_f - \frac{\beta_1 \times c}{2} \right) + A_s' \times f_s' \times \left(\frac{\beta_1 \times c}{2} - d' \right) \quad (3.14)$$

sendo,

$$f_s = E_s \times \varepsilon_s < f_y$$

$$f_s' = E_s \times \varepsilon_s' < f_y$$

$$f_{fe} = E_f \times \varepsilon_{c,f} \leq E_f \times \varepsilon_{fe}$$

Ψ_f - coeficiente adicional de redução com valor 0,85

$$F_s = A_s \times f_s$$

$$F_s' = A_s' \times f_s'$$

$$F_f = A_f \times f_{fe}$$

$$F_c = \alpha_1 \times f_c' \times \beta_1 \times c$$

Logo, considerando que não exista armadura de aço para compressão, pode-se simplificar a expressão para:

$$M_n = A_s \times f_s \times \left(d - \frac{\beta_1 \times c}{2} \right) + \Psi_f \times A_f \times f_{fe} \times \left(d_f - \frac{\beta_1 \times c}{2} \right) \quad (3.15)$$

Ou ainda,

$$M_n = F_s \times \left(d - \frac{\beta_1 \times c}{2} \right) + \Psi_f \times F_f \times \left(d_f - \frac{\beta_1 \times c}{2} \right) \quad (3.16)$$

Considerando que,

$$F_f = A_f \times f_{fe}$$

$$f_{fe} = \varepsilon_f \times E_f = (\varepsilon_b - \varepsilon_{bi}) \times E_f$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_c \times \left(\frac{h - c}{c} \right)$$

$$f_{fe} = \left[\varepsilon_c \times \left(\frac{h - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \right] \times E_f$$

$$F_f = A_f \times E_f \left[\varepsilon_c \times \left(\frac{h - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \right]$$

De acordo com Machado (2010, p.61), "o equilíbrio das forças é calculado através da determinação do nível de tensões dos materiais constituintes". Logo, tem que se obedecer a seguinte expressão para que o equilíbrio interno das forças e a compatibilidade das deformações sejam satisfeitos:

$$c = \frac{F_s + F_f}{F_c + F'_s} \quad (3.17)$$

3.3.4 Deformação máxima admitida para reforço à flexão com fibras de carbono

O deslocamento do sistema CFC ou a delaminação do cobrimento pode ocorrer quando os esforços das fibras não puderem ser absorvidos pelo substrato do concreto (MACHADO,2010).

Assim, criou-se uma limitação para o nível de deformação desenvolvida no sistema. As equações a seguir definem o coeficiente (k_m) que deve ser multiplicado pela deformação

de ruptura do sistema composto, para assim se definir uma limitação de deformação que previna o deslocamento:

$$k_m = \frac{1}{60 \times \xi_{fcu}} \left(1 - \frac{n \times E_{fc} \times t_{fc}}{360000} \right) \leq 0,90 \quad \text{para, } n \times E_{fc} \times t_{fc} \leq 180.000 \quad (3.18)$$

$$k_m = \frac{1}{60 \times \xi_{fcu}} \left(1 - \frac{90.000}{n \times E_{fc} \times t_{fc}} \right) \leq 0,90 \quad \text{para, } n \times E_{fc} \times t_{fc} > 180.000 \quad (3.19)$$

Onde,

n = número de camadas do reforço com CFC;

E_{fc} = módulo de elasticidade do CFC (MPa);

t_{fc} = espessura de uma camada do sistema CFC (mm);

ξ_{fcu} = deformação de ruptura do reforço com CFC (mm/mm).

De acordo com Beber (2003, p.66), "o ACI 440.2R (2002) reconhece, igualmente, que reforços com maior rigidez são mais suscetíveis ao descolamento, ou seja, quanto maior a rigidez do reforço mais severa deve ser a limitação na tensão máxima admissível".

É fato que quanto maior a espessura dos laminados, mais predisposição têm para delaminação, ou seja, à medida que a espessura do laminado cresce, maior também será as limitações para a deformação máxima (MACHADO, 2010).

Segundo Machado (2010, p.63), "esse coeficiente efetivamente estabelece um limite superior para a força total que pode ser desenvolvida em um laminado de fibras de carbono, levando em consideração o número de camadas utilizadas".

3.3.5 Verificação da ductibilidade

A perda de ductibilidade da peça quando reforçada por sistemas compostos estruturados com fibras de carbono é esperada, entretanto na maioria dos casos desprezível. Mesmo assim, é necessário se precaver contra a possível perda significativa da ductibilidade da estrutura (MACHADO, 2010; RELVAS, 2003).

É recomendável que se obtenha um grau suficiente de ductibilidade verificando-se o nível de deformação do aço no estado limite último (MACHADO, 2010). Assim, se tem o fator de redução para a ductibilidade com a deformação de escoamento do aço:

$$\phi = 0,90 \quad \text{para, } \xi_s \geq 0,005 \quad (3.20)$$

$$\phi = 0,70 + \frac{0,20 \times (\xi_s - \xi_{sy})}{0,005 - \xi_{sy}} \quad \text{para, } \xi_{sy} < \xi_s < 0,005 \quad (3.21)$$

$$\phi = 0,70 \quad \text{para, } \xi_s \leq \xi_{sy} \quad (3.22)$$

Onde, ξ_{sy} é a deformação de escoamento do aço.

3.3.6 Tensões limites para a ruptura por fluência e fadiga

Os materiais do reforço de fibra de carbono submetidos a um carregamento constante de longa duração podem eventualmente vir a dar problemas, após um período de tempo conhecido como capacidade de sustentação das tensões (MACHADO, 2010; RELVAS, 2003). De acordo com Relvas (2003, p.08), “esse fenômeno é conhecido como ruptura por fluência e é semelhante à fadiga observada nos metais”.

As fibras de carbono, geralmente, são pouco suscetíveis à ruptura por fluência. Entretanto as análises experimentais indicam que há uma relação linear, em todos níveis de carregamento, entre a resistência à fluência e o logaritmo de tempo (MACHADO, 2010).

Logo, são estabelecidos limites para as tensões atuantes no sistema composto de reforço pela seguinte expressão, que fornece o nível de tensão no sistema composto devido a um momento (Ms) devido às cargas de longa duração:

$$f_{fc,s} = f_{s,s} \left(\frac{E_{fc}}{E_s} \right) \times \frac{h - kd}{d - kd} - \xi_{bi} \times E_{fc} \quad (3.23)$$

Entretanto, as tensões de longa duração devem ser limitadas, para que seja garantido um adequado coeficiente de segurança, segundo a expressão abaixo:

$$F_{fc,s} \geq f_{fc,s} \quad (3.24)$$

Recomenda-se também que a tensão limite para fluência seja:

$$F_{fc,s} = 0,55 f_{cu} \quad (3.25)$$

3.3.7 Determinação das tensões de cisalhamento na resina

Tensão de cisalhamento na resina é, simplesmente, o esforço que a resina faz para a impregnação da fibra, ou seja, é a tensão que atua na "cola" do sistema (MACHADO, 2010).

Para determinar a tensão máxima de cisalhamento que ocorre no eixo neutro da seção:

$$\tau_0 = \frac{1}{b_w} \times \frac{Q}{z} = \frac{Q}{b_w \times z} \quad (3.26)$$

Para se determinar o valor de τ_s :

$$\tau_s = \tau_0 \left(\frac{S}{S+T} \right) \quad (3.27)$$

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O experimento feito para este trabalho foi conduzido no período de agosto, setembro e outubro no laboratório de construção civil do CENTRO TECNOLÓGICO da UniEvangélica no município de Anápolis – GO (Figura 10). O local encontra-se, aproximadamente, a 1017 m de altitude, apresentando um clima com estação seca, no inverno apresenta menos pluviosidade que no verão. A temperatura média no ano varia entre 18°C e 23° C e a precipitação média anual é de 1465,5 mm, o mês mais seco é Junho e tem 7 mm de precipitação, a maioria da precipitação cai em Janeiro, com uma média de 16 mm. Dados esses relevantes para a caracterização do ambiente em que o experimento foi realizado.

Figura 10 - Laboratório Centro Tecnológico da Unievangélica.



Fonte: Próprias Autoras, 2017.

Foi considerado para montagem do experimento a hipótese de que o corpo de prova de concreto reforçado com manta de fibra de carbono apresenta maior resistência à flexão e à compressão do que os não reforçados, simulando assim o aumento de resistência de elementos estruturais reais reforçados, como vigas e pilares.

Baseando-se nisso, foi montado um plano experimental qualitativo de 4 corpos de prova prismáticos, 2 não reforçados, 1 reforçado com uma camada de manta e outro reforçado com duas camadas, rompidos a flexão e 4 corpos de prova cilíndricos, sendo estes: 2 não reforçados, 1 reforçado com uma camada de manta e mais um envolvido com duas camadas de manta. Fora disso, foi produzido quatro corpos de prova cilíndricos anteriormente para

verificar a resistência do concreto e mais seis cilíndricos que não foram utilizados devido a mudança de planos neste trabalho.

Tabela 4 – Quantidade de corpos de prova.

Quantidade corpos de prova	Não reforçados	Reforçados com uma camada de manta	Reforçados com duas camadas de manta
Cilíndricos	2	1	1
Prismáticos	2	1	1

Fonte: Próprias Autoras, 2017.

O processo de dosagem do concreto é importante para se alcançar a resistência desejada para os corpos de prova. Para o cálculo do traço relativo a resistência de 25 MPa foi utilizado o método de dosagem da ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland).

Para realizar os cálculos por este método é necessário conhecer as propriedades dos materiais que serão utilizados e o cálculo é feito para 1 m³ de concreto. O concreto simples é composto por cimento, agregado miúdo, agregado graúdo e água.

Pelo método ABCP, após obtidos os valores da massa específica, massa unitária e módulo de finura da areia e da brita 0, a massa específica do cimento e da água e tendo em mãos o f_{ck} e abatimento desejados pode-se calcular o traço, procedimento que está disponível no Apêndice A.

4.1 EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

Foi utilizado em todos os procedimentos os seguintes instrumentos:

- Agitador mecânico de peneiras;
- Balanças;
- Balde;
- Bandejas metálica retangular;
- Betoneira;
- Câmara fria;
- Carro de mão;
- Concha;
- Corpo de prova cilíndrico 100x200 mm;

- Corpo de prova prismático 500x150x150 mm;
- Escova;
- Estufa;
- Haste reta de aço, com 16 mm de diâmetro e 600 mm de comprimento;
- Molde tronco de cone com diâmetro inferior 200 mm e superior de 100 mm;
- Pá;
- Placa de base com dimensão de 500 mm;
- Pincel;
- Prensa de compressão axial da Contenco;
- Dispositivo para rompimento à flexão;
- Recipiente cilíndrico metálico com alças;
- Vibrador por imersão;

4.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

4.2.1 Massa específica dos agregados

Não foi preciso fazer o processo da determinação da massa específica dos materiais usados no experimento, areia e brita 0, pois ela já havia sido feita previamente pela técnica do laboratório segundo as normas NBR NM 52:2009 e a NBR NM 53:2009.

Tabela 5 – Massa específica dos agregados.

Material	Massa específica (Kg/m³)
Areia	2580
Brita 0	2700

Fonte: Próprias Autoras, 2017.

4.2.2 Massa unitária dos agregados

Para a massa unitária foi realizado a caracterização da areia e da brita 0 de acordo com a norma NBR NM 45 (ABNT, 2006).

Como o agregado possui dimensão máxima característica inferior a 37,5 mm foi empregado o “método A” da NBR NM 45:2006. Nesse método foi determinada e registrada a massa do recipiente cilíndrico vazio, com 27 centímetros de altura, 22 centímetros de

diâmetro e volume de 0,01 metros cúbicos. A seguir, encheu-se o recipiente com o material até um terço de sua capacidade e o adensou com 25 golpes da haste de adensamento reta de aço, com 16 mm de diâmetro e 600 mm de comprimento, distribuídos uniformemente em toda a superfície do material.

Encheu-se novamente o recipiente até dois terços de sua capacidade e foi aplicado mais 25 golpes e, por fim, completou-se o recipiente e aplicou-se mais 25 golpes. A camada superficial do agregado foi nivelada com uma espátula de forma a rasá-la com a borda superior do recipiente. Foi registrada a massa do conteúdo sem o recipiente, pois tarou-se a balança com a massa do recipiente antes de pesá-la.

O mesmo processo descrito para a areia foi realizado com a brita 0 para determinação de sua massa unitária.

Tabela 6 – Massa unitária dos agregados.

Material	Massa Unitária (Kg/m³)
Areia	1525
Brita 0	1480

Fonte: Próprias Autoras, 2017.

A massa unitária foi calculada segundo a norma da ABNT (2006) NBR NM 45 e esta é obtida pela equação a seguir:

$$\rho_{ap} = \frac{m_{ar} - m_r}{V} \quad (4.1)$$

Onde,

ρ_{ap} é a massa unitária do agregado, em quilogramas por metro cúbico;

m_{ar} é a massa do recipiente mais o agregado, em quilogramas;

m_r é a massa do recipiente vazio, em quilogramas;

V é o volume do recipiente, em metros cúbicos.

A diferença da massa do recipiente com agregado e a massa do recipiente vazio foi dado pela tara da balança.

E já se sabia que o volume do recipiente usado era de 0,010 m³.

4.2.3 Determinação da composição granulométrica

Seguindo a NBR NM 248:2003, o ensaio de granulometria da areia foi realizado previamente pela técnica do laboratório e, assim ela forneceu o módulo de finura de 1,8.

Para a brita 0, o processo de determinação da composição granulométrica também já havia sido feito pela técnica do laboratório, segundo a NBR NM 248:2003 e, por isso não foi preciso repetir o processo. O diâmetro máximo da brita foi de 9,5mm.

4.2.4 Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone

Com o concreto produzido, foi realizado o ensaio de abatimento do tronco de cone de acordo com a NBR NM 67:1998. Foi utilizado um molde de tronco cônico oco com as seguintes dimensões: diâmetro da base inferior de 200 mm, diâmetro da base superior de 100 mm e altura de 300 mm. Uma haste de compactação de seção circular, reta, feita de aço com diâmetro de 16 mm, comprimento de 600 mm e extremidades arredondadas. Para apoio do molde uma placa metálica, plana, quadrada com lados de dimensão não inferior a 500 mm e espessura igual ou superior a 3 mm.

Primeiro molhou-se o molde, a placa base e a haste. Durante o preenchimento do molde com o concreto o operador se posicionou com os pés sobre as aletas do molde de forma a mantê-lo estável. O molde foi enchido em três camadas, cada uma com um terço da altura do molde e cada camada foi compactada com 25 golpes da haste de socamento, distribuídos uniformemente sobre cada camada. A compactação das camadas ocorreu de forma que “os golpes apenas penetrem na camada anterior”.

Na camada superior colocou um excesso de concreto sobre a superfície do molde e após efetuar os golpes rasou-se a superfície do concreto com a haste de compactação. O molde foi retirado cuidadosamente, levantando-o na direção vertical em 10 segundos com movimento constante para cima. Logo após a retirada do molde, mediu-se o abatimento do concreto através da diferença entre a altura do molde e a altura do eixo do corpo de prova desmoldado, como ilustrado na Figura 11.

Figura 11 - Abatimento do concreto medido pela diferença entre a altura do molde e a altura do eixo do corpo de prova desmoldado.



Fonte: Próprias Autoras, 2017.

Para o cálculo do traço definiu-se o abatimento de 80 ± 10 mm, sendo o abatimento obtido de 90mm, atendendo a trabalhabilidade esperada.

4.3 ESCRITA DO TRAÇO

Com os dados da caracterização dos agregados em mãos, o traço foi calculado conforme as normas da ABCP (Apêndice A) para uma resistência de 25 MPa. Pelo método da ABCP, considerando os fatores de cada concreto e um desvio padrão de 5,5 MPa foi obtido um f_{cj} de 34,1 MPa (tensão média de dosagem aos 28 dias). Foi estipulado um abatimento de 80 ± 10 mm.

Foi utilizado o cimento CP II Z 32 (Ciplan), que foi fornecido pela instituição onde o experimento foi realizado. Os cálculos resultaram, para 25 MPa, um traço de 1 : 1,66 : 2,2 : 0,53 Kg (Cimento:Areia:Brita:Água).

Durante a confecção dos corpos de prova foi necessário acrescentar água além da calculada no traço inicial, pois a resistência à compressão do concreto em sete dias da primeira leva, produzida apenas para a verificação do traço, foi muito maior do que o esperado.

Para a primeira leva de concreto, com intuito de produzir apenas 4 corpos de prova cilíndricos e rompe-los em sete dias, obteve-se o seguinte traço: 3,462 : 5,75 : 7,62 : 1,835 (Kg). Para a segunda leva de concreto utilizada no experimento final obteve-se: 31,4 : 52,12 : 69,08 : 16,642 (Kg).

Os corpos de provas foram confeccionados no Centro Tecnológico da Unievangélica, no dia 29 de agosto e 05 de setembro de 2017. No primeiro dia, os traços foram produzidos no carro de mão, devido à pouca quantidade feita na primeira leva; já para a segunda leva, o concreto foi confeccionado na betoneira. Em ambos, colocou-se primeiro o agregado graúdo e metade da água calculada no traço base e depois o agregado miúdo, após misturar os agregados colocou-se o cimento e o restante da água. Lembrando que na segunda produção foi adicionado um pouco de água além do que o traço determinava.

4.4 MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS E PRISMÁTICOS

A NBR 5738 de 2015 esclarece, em seu escopo, a função para qual foi criada, regulamentando os procedimentos para moldagem e cura dos corpos de prova, estando estes em formato cilíndrico ou prismático.

De acordo com a mesma NBR, os moldes utilizados para execução dos corpos de prova cilíndricos e prismáticos devem ser de aço ou material não absorvente ou reagente ao cimento Portland, de forma que sejam suficientemente resistentes, mantendo sua forma original durante a operação de moldagem, suas superfícies internas devem ser lisas e sem qualquer defeito. Para este estudo usou-se os moldes cilíndricos de 100 mm de diâmetro 200 mm de altura e os prismáticos de 150x500 mm.

A porção de concreto utilizada na preparação dos corpos de prova deve ser confeccionada em concordância com a ABNT NBR NM 33.

Para moldagem dos corpos de prova, os moldes e suas bases foram untados com uma fina camada de óleo mineral ou correspondente lubrificante não reagente ao cimento Portland. Segundo a ABNT NBR 5738 (2015, p.3):

A superfície de apoio dos moldes deve ser rígida, horizontal, livre de vibrações e outras perturbações que possam modificar a forma e as propriedades do concreto dos corpos de prova durante sua moldagem e início de pega.

Antes de introduzir o concreto dentro dos moldes foi efetuada uma nova mistura da porção de concreto, garantindo a sua uniformidade. O concreto deve ser introduzido em camadas e, a quantidade de camadas e o número de golpes devem ser determinados de acordo

com o tipo do corpo de prova e o tipo de adensamento. Nesse experimento realizou-se o adensamento tipo vibratório, tanto no cilíndrico como no prismático, aplicou-se o concreto nos moldes em uma só camada e depois foi introduzida a ponta do vibrador, como representado na Figura 12.

Figura 12– Adensamento dos corpos de prova cilíndricos



Fonte: Próprias Autoras, 2017.

O nivelamento (ou rasamento) foi efetuado com o auxílio de régua metálica ou colher de pedreiro adequada. Os corpos de prova permaneceram durante 24 horas sobre superfície horizontal rígida, sem qualquer perturbação e cobertos com material não reativo e não absorvente para que não ocorra perda de água do concreto.

Figura 13 – Corpos de provas cilíndricos e prismáticos nivelados.



Fonte: Próprias Autoras, 2017.

Após ser observado o prazo de cura inicial descrito acima, estes foram transportados para a câmara úmida para o resto de cura acontecer.

Foram feitas duas levadas de concreto, a primeira no dia 29 de agosto, apenas para corpos cilíndricos, com a finalidade de testar o traço através de um ensaio de compressão após sete dias de idade do concreto. Este obteve êxito com mais de 60% da resistência prevista pelo traço. A segunda leva foi produzida no dia 05 de setembro para corpos de prova cilíndricos e prismáticos e estes foram reforçados para o experimento definitivo que envolveu ensaios de compressão e de tração por flexão.

4.5 REFORÇO COM A MANTA DE FIBRA DE CARBONO

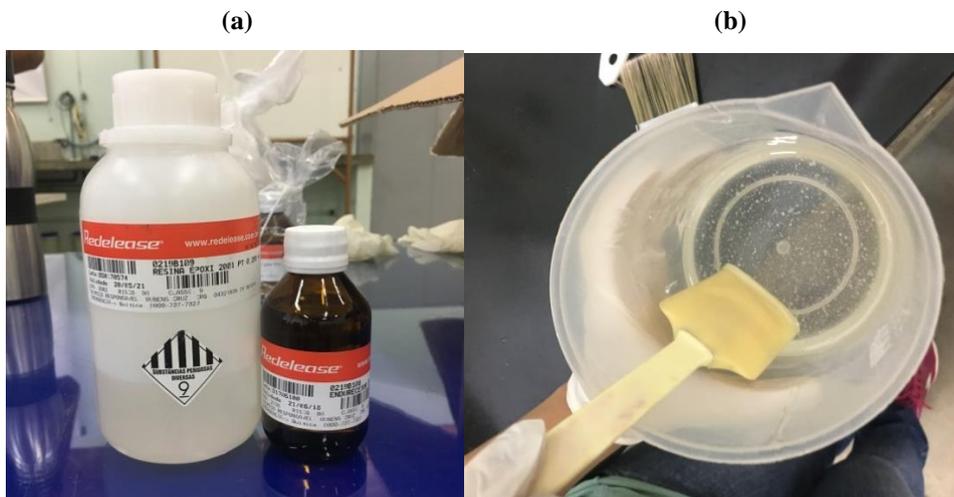
Os reforços dos corpos de prova foram executados de acordo com o procedimento apresentado neste trabalho no ponto 2.3.4.8, com algumas adequações.

Pulou-se as etapas de aplicação do primer e da massa regularizadora. Isso se deve ao fato da Resina Epóxi Redelease, usada neste experimento, não necessitar do primer e dos corpos de prova, por estarem com a superfície sem imperfeições, não precisarem de massa regularizadora para a aderência total da fibra.

Primeiro retirou-se os corpos de prova da câmara úmida no dia 06 de outubro, com mais de 28 dias de idade do concreto, para que estes secassem na estufa durante 04 dias, já que a aplicação da fibra deve acontecer com a superfície do concreto limpa e seca.

No dia 09 de outubro reforçou-se os corpos. Antes de tudo, foi preparada a mistura da resina epóxi com o endurecedor na proporção de 2:1 (Figura 14).

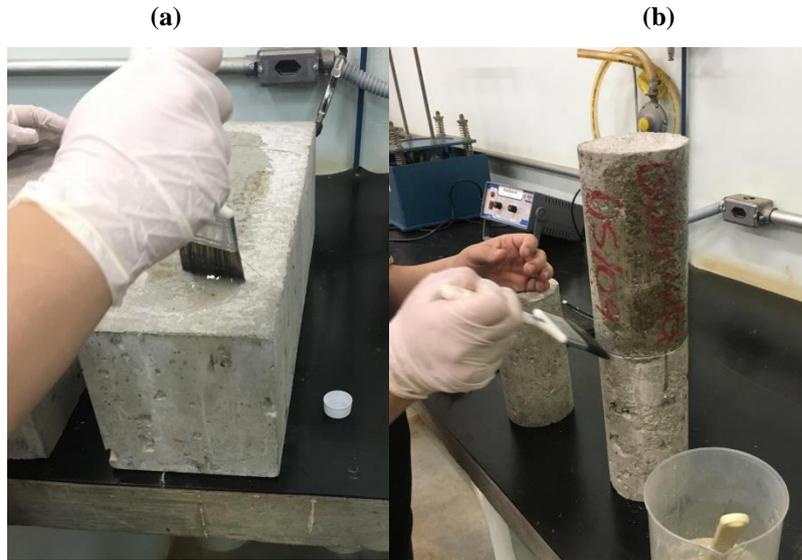
Figura 14 - (a) Resina epóxi e endurecedor. (b) Mistura dos dois produtos.



Fonte: Próprias Autoras, 2017.

Logo após a mistura dos dois componentes esta foi aplicada direto no concreto, ou seja, por via seca, como mostrado na Figura 15.

Figura 15 - (a) Aplicação no corpo de prova prismático. (b) Aplicação no corpo de prova cilíndrico.



Fonte: Próprias Autoras, 2017.

A manta veio logo em seguida sendo fixada na superfície do concreto já saturado com a resina-endurecedor, e por fim aplicou-se a última camada da mistura (Figura 16). Nos corpos de prova com duas camadas de manta, repetiu-se o processo, fixando a manta e passando a camada de resina-endurecedor para finalizar.

Figura 16 - (a) Finalização do corpo de prova prismático. (b) Finalização do corpo de prova cilíndrico.



Fonte: Próprias Autoras, 2017.

Esperou-se 7 dias para realizar os ensaios de resistência dos corpos de prova, já que o recomendado pelo fabricante do produto é uma cura mínima de 5 dias para que o reforço esteja pronto para ser submetido à esforços mecânicos.

4.6 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA

4.6.1 Ensaio de resistência à compressão axial em concreto

A NBR 5739 de 2007 esclarece, em seu escopo, a função para qual foi criada, regulamentando o ensaio de resistência à compressão axial em concreto.

O baixo custo, facilidade de execução, simplicidade e precisão do ensaio e sua importância na segurança das estruturas faz com que a resistência axial seja a propriedade mais avaliada para a verificação da qualidade e da resistência de um concreto e, no estudo do reforço deste também, haja visto que o concreto possui como principal característica a excelente resistência a compressão.

A realização do ensaio é importante para manter uma padronização e qualidade do concreto e verificar a resistência real do traço e do reforço produzido. Para o ensaio confecciona-se os corpos de prova cilíndricos no laboratório.

Até a idade do concreto, os corpos de prova são mantidos na câmara úmida. O ensaio é realizado imediatamente após a sua remoção do local de cura. Foram rompidos nas idades 7 e 41 dias, devido a aplicação do reforço. As faces dos pratos de carga foram limpas e secas antes do corpo de prova ser colocado no centro do prato inferior. A carga do ensaio foi aplicada continuamente e sem choques, com velocidade de carregamento 0,3MPa/s a 0,8MPa/s. A resistência à compressão, todos os dados e gráficos são dados pelo programa do computador.

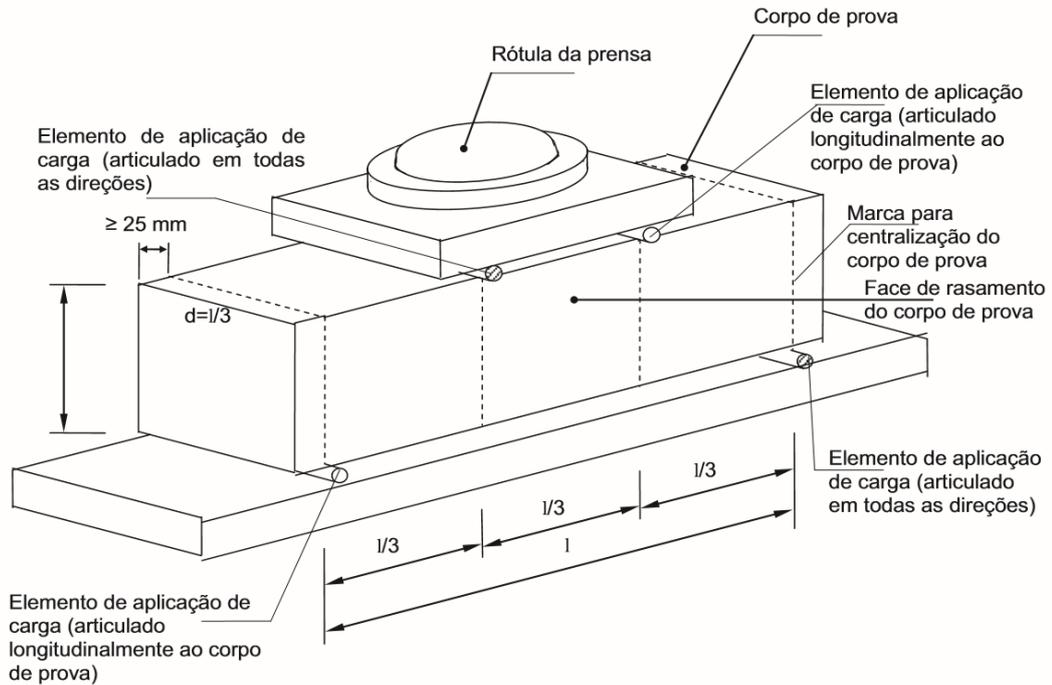
4.6.2 Ensaio de resistência à tração na flexão em concreto

A NBR 12142:2010 esclarece, em seu escopo, a função para qual foi criada, regulamentando o ensaio de resistência à tração na flexão em concreto.

Este ensaio emprega o princípio da viga simplesmente apoiada com duas forças concentradas nos terços do vão. A máquina de ensaios foi equipada com dispositivos de flexão que possibilitam a aplicação da força perpendicularmente às faces do corpo de prova, tanto superior como inferior, sem excentricidades. Também é necessário observar, que durante o ensaio, deve-se manter constante a distância entre apoios e pontos de aplicação de força e a direção das reações foi mantida paralela à direção da força.

Os corpos de prova foram colocados paralelos ao seu eixo longitudinal, sobre os apoios, centrando-o entre eles, como mostrado na Figura 17. Para isso foi marcado previamente no corpo de prova a posição onde deveriam ficar os apoios.

Figura 17 – Posição do corpo de prova no aparelho



Fonte: NBR 12.142, 2010.

A força foi aplicada continuamente e sem choques, de forma que o aumento da tensão sobre o corpo de prova foi compreendido no intervalo de 0,9 MPa/min a 1,2 MPa/min. A resistência à tração na flexão, todos os dados e gráficos são dados pelo programa do computador.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Dentro do exposto no procedimento experimental e em conjunto com os objetivos propostos foram obtidos os seguintes resultados e discussões:

5.1 PRÉ EXPERIMENTAL

Por ser um material de uso recente dentro da construção civil, a manta não foi fornecida por uma empresa especializada em reforços de estruturas de concreto. Por isso, adquiriu-se o produto através da internet, em que o fabricante indicava diversas áreas de utilização do seu produto, dentre elas a construção civil. A manta de fibra de carbono veio em um kit, com a resina epóxi e seu endurecedor.

O folheto que chegou com o produto continha pouquíssimas recomendações e instrução de uso. Assim, foi preciso contatar a empresa sobre algumas dúvidas na utilização. O funcionário esclareceu que para aplicação da manta era dispensado o uso de primer no concreto antes da resina, diferente do que é descrito em outros trabalhos, e que a aplicação era feita com uma camada prévia da mistura da resina com o endurecedor direto no concreto e, em seguida, colocava-se a manta de fibra de carbono e, por último, outra camada da mistura resina-endurecedor.

Assim, aplicou-se como foi especificado e aconteceram algumas complicações devido a falta de informações como, o endurecimento prematuro da resina devido à mistura de duas remessas, uma feita anteriormente e outra feita por cima desta. Devido a inexperiência perdeu-se todos os materiais usados para a aplicação da mistura de resina e endurecedor, como os pincéis e recipientes de plástico, pois o fabricante informava que restos dos componentes poderiam ser removidos com tiner.

Logo, devido ao curto prazo de endurecimento e ao excessivo cuidado no manuseio da mistura de resina epóxi e endurecedor, pode-se concluir que a mão-de-obra para este tipo de serviço deve ser especializada.

5.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL

A tabela 7 mostra os resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão axial. Pode-se visualizar o aumento da resistência nas duas situações de reforço do concreto, sendo que houve um aumento de mais de 27% com uma única volta e de mais de 56% com duas

voltas de manta. A aderência concreto-manta resistiu ao ensaio e assim houve o aumento da resistência do concreto. Portanto, pode-se dizer que a manta é viável para reforço, principalmente de pilares que suportam a compressão.

Tabela 7 – Resistência à compressão dos corpos cilíndricos.

Arranjo dos corpos de prova cilíndricos	Resistência à compressão
Concreto simples	33,35 (MPa)
Concreto com 1 camada de manta	42,4 (MPa)
Concreto com 2 camadas de manta	52,2 (MPa)

Fonte: Próprias Autoras, 2017.

Vale a pena destacar o ganho de resistência proporcional ao número de voltas que a manta faz, podendo assim fazer um reforço melhor de acordo com a demanda da estrutura. Porém, deve-se observar também que existe uma limitação da quantidade de camadas de reforço que proporciona um aumento considerável da resistência, pois quanto maior a espessura do reforço maior a possibilidade de ocorrer o descolamento.

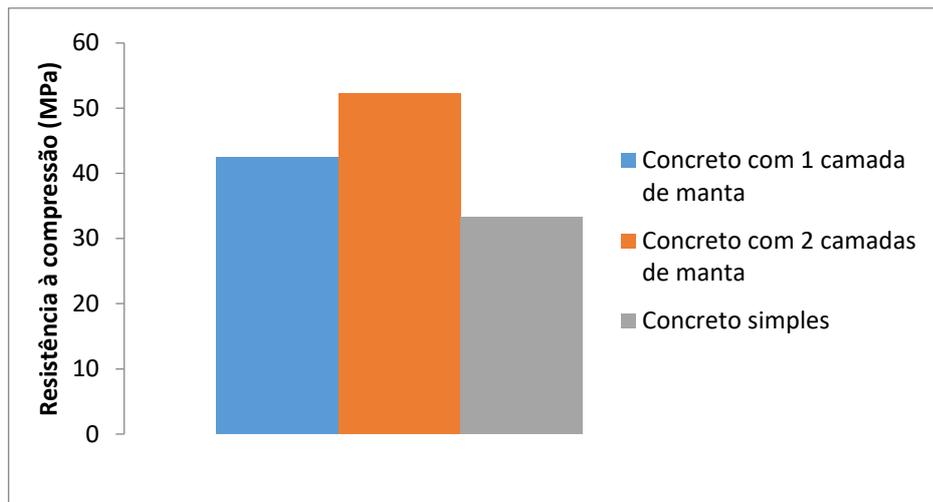
Figura 18 – Corpos de prova cilíndricos após ruptura



Fontes: Próprias Autoras, 2017.

A Figura 19 mostra um gráfico comparativo do aumento de resistência à compressão nos corpos de prova cilíndricos.

Figura 19 – Gráfico comparativo da carga de ruptura nos corpos cilíndricos



Fonte: Próprias Autoras, 2017.

5.3 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO

A tabela abaixo mostra o resultado do experimento do ensaio de flexão. Observa-se que houve aumento de mais de 100% da carga de ruptura dos elementos reforçados com a manta. Contudo, nesse caso não houve aumento de resistência proporcional ao número de camadas de reforço, já que a carga de ruptura no elemento reforçado com duas camadas foi a mesma daquele com uma camada de reforço.

Tabela 8 – Resistência à tração na flexão dos corpos prismáticos.

Arranjo dos corpos de prova prismáticos	Carga de Ruptura
Concreto simples	2470 Kgf
Concreto com 1 camada de manta	5110 Kgf
Concreto com 2 camadas de manta	5110 Kgf

Fonte: Próprias Autoras, 2017.

Por ser possível obter um aumento da resistência conforme aumenta o número de camadas do reforço e, por isso não ter ocorrido no experimento com 2 camadas de manta, procurou-se saber qual seria a causa para o não aumento da resistência.

Segundo Machado (2010, p.279) “devido à existência de mecanismos de transferência das tensões de cisalhamento e de regiões locais submetidas a tensões normais na interface entre o concreto e o composto CFC [...]” pode acontecer da manta se descolar da superfície de concreto antes que este atinja sua resistência de ruptura.

De acordo com o mesmo autor o descolamento pode ocorrer pelas seguintes causas:

- Tensão de recobrimento do concreto;
- Cisalhamento da viga;
- Cisalhamento interfacial;
- Irregularidades superficiais;

Para o caso dos corpos de prova prismáticos é pouco provável que o descolamento tenha ocorrido por irregularidades superficiais, já que o mesmo apresentava uma superfície bem regular.

O descolamento devido a tensões de recobrimento, segundo Machado (2010), é provocado por uma atuação da armadura existente na viga, porém os corpos de prova ensaiados para este trabalho não possuem armadura e simulam vigas de concreto simples. Por isso, descartou-se essa hipótese.

Portanto, pode-se considerar as hipóteses de cisalhamento da viga e interfacial e, também, alguma falha que possa ter ocorrido durante a aplicação do reforço.

De acordo com Machado (2010), quando as solicitações de flexão na viga são muito acima da projetada para a seção elas podem entrar em colapso por excesso do esforço cortante ou por uma combinação do esforço cortante com esforço de flexão. Nessa situação, conforme as fissuras de cisalhamento aumentam vão produzindo deslocamentos ao longo da face tracionada e isso provoca o descolamento da manta.

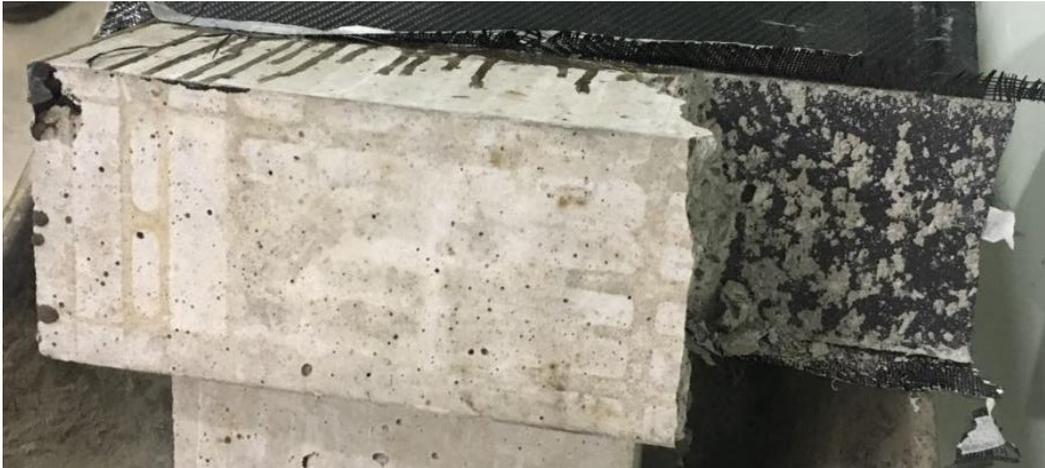
Conforme Machado (2010), o concreto não suporta as tensões normais e de cisalhamento interfaciais e a manta descola do substrato, ficando aderida uma fina camada de concreto na manta de fibra de carbono.

Figura 20 – Corpo de prova prismático após a ruptura



Fonte: Próprias Autoras, 2017.

Figura 21 – Detalhe da fibra após a ruptura



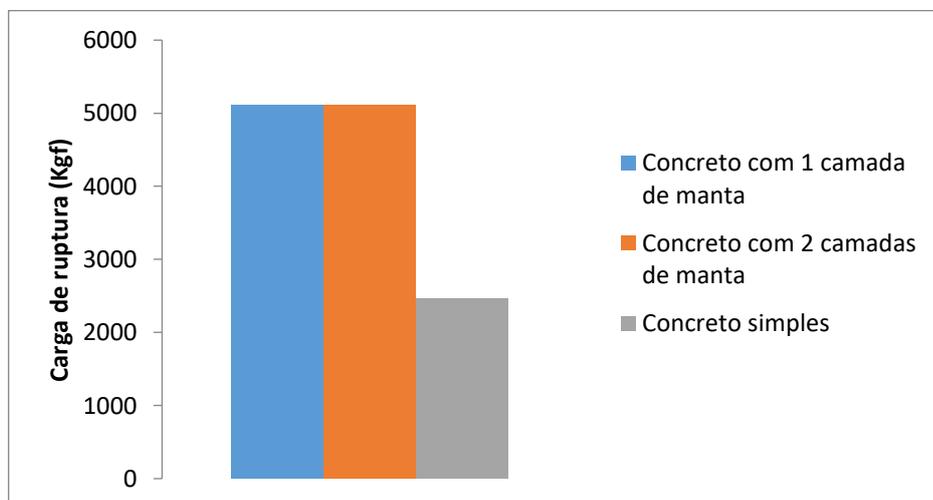
Fonte: Próprias Autoras, 2017.

Como pode ser visto nas figuras acima, a manta permaneceu intacta após a ruptura do corpo de prova, não apresentando nenhum tipo de mudança que indicasse que esta tenha chegado ao seu limite. Portanto, isso reforça a ideia de que o componente resina-endurecedor utilizado na colagem da manta tenha atingido sua resistência máxima antes da manta de fibra de carbono.

Deve-se lembrar que por falta de instruções do fabricante sobre o seu produto pode ter ocorrido falhas na aplicação do reforço ou aplicação incorreta da quantidade da mistura resina-endurecedor.

A figura 22 mostra o gráfico com os resultados das cargas de ruptura obtidas nos ensaios dos corpos de prova cilíndricos.

Figura 22 – Gráfico comparativo da carga de ruptura nos corpos prismáticos



Fonte: Próprias Autoras, 2017.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como foi proposto, estudou-se as propriedades físicas e mecânicas dos compósitos de fibra de carbono e a sua aplicação para fins de reforço estrutural na construção civil através de pesquisas bibliográficas e avaliou-se, por meio de ensaios padronizados, o comportamento das peças reforçadas com manta de fibra de carbono submetidas a flexão e compressão axial.

O reforço estrutural com fibras de carbono demonstrou ser uma técnica promissora, já que, atualmente este tipo de reforço não é difundido no cenário brasileiro.

Porém, como ainda é um material pouco estudado, com pouco material bibliográfico disponível e nenhuma norma que regule sua utilização, torna-se difícil a implementação do mesmo na área da construção civil brasileira.

Como pôde-se perceber, é difícil encontrar fornecedores deste material sendo que, o kit de reforço utilizado no experimento possui um manual de instruções com poucas informações sobre a aplicação da resina epóxi, do endurecedor (que possui certos componentes químicos perigosos) e da manta de fibra de carbono e não possui nenhuma informação sobre as características do produto.

Apesar de sua simples execução, constatou-se que é preciso uma mão-de-obra especializada para a aplicação de tal reforço, sendo necessário que este seja dimensionado corretamente para a estrutura que irá recebê-lo.

Apesar de haver poucos estudos sobre este material, observa-se bons resultados na aplicação para o reforço estrutural. Se realizado de forma correta, seu uso trará inúmeras vantagens; porém quando mal dimensionado e/ou mal executado pode trazer elevadíssimo prejuízo, já que a fibra de carbono é um material muito caro. Logo, sugere-se para trabalhos futuros o estudo da viabilidade econômica do reforço estrutural com compósitos de fibra de carbono comparado com outros métodos de reforços mais tradicionais associado à necessidade do aumento de resistência da estrutura.

Com os resultados obtidos neste trabalho pôde-se concluir que o compósito de fibra de carbono demonstrou ser viável para o reforço estrutural. Entretanto, exige-se uma maior atenção aos reforços de vigas, devido ao esforço de cisalhamento que ocorre na interface concreto/resina e que pode causar o desprendimento do reforço. Assim, sugere-se para trabalhos futuros o estudo da aderência concreto/resina em vigas.

REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento: NBR6118**. 2014

ASSUNÇÃO, José Wilson. **Curvas de Dosagem para Concretos Convencionais e Aditivados Confeccionados com Materiais da Região Noroeste do Paraná**. 2002. 254 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/83112/226913.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 18 out. 2017.

_____. **NBR NM 45**: Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR NM 52**: Agregado miúdo -Determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR NM 53**: Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.

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

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

_____. **NBR NM-ISO 3310-1**: Peneiras de ensaio – Requisitos técnicos e verificação - Parte 1: Peneiras de ensaio com tela de tecido metálico. Rio de Janeiro, 1997.

_____. **NBR 5738**: concreto – corpo de prova. São Paulo, 2015.

_____. **NBR 5739**: Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. 2. ed. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 12142**: Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro, 2010.

AZEVEDO, Minos Trocoli de. Patologia das Estruturas de Concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella. **Concreto: Ciência e Tecnologia vol. II**. São Paulo: Ibracon, 2011. p. 1095-1128.

BEBER, Andriei José. **Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Compósitos de Fibra de Carbono**.2003. 317 p. Tese (Doutor em

Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/2974>>. Acesso em: 09 mar. 2017.

CÁNOVAS, Manuel Fernández. Aspectos gerais. In: CÁNOVAS, Manuel Fernández. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. São Paulo: Pini, 1988. cap. 1, p. 1-17.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014. 415 p.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2009. 588 p. v. 2.

CLÍMACO, João Carlos Teatini De Souza. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 2 ed. Brasília: Editora Universidade de Brasília: FINATEC, 2008. 410 p.

LEBRÃO, Guilherme Wolf. **Fibras de Carbono**. Disponível em: <<http://maua.br/files/artigos/artigos-fibra-de-carbono-prof.-guilherme.pdf>>. Acesso em: 02 abr. 2017.

MACHADO, Ari de Paula. **Manual de Reforço das Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono**. [S.l.: s.n.], 2010. 120 p.

MACHADO, Ari de Paula. **Fibras De Carbono – Manual Prático De Dimensionamento**. BASF – The Chemical Company. ed. [S.l.:s.n.], 2006. 412 p.

MBT-Master Builders Technologies. **MBrace™ Composite Strengthening System – Engineering Design Guidelines**. 2n edition, 1998.

RELVAS, Fernando José. **Reforço De Vigas De Concreto Armado, Á Flexão, Com Fibra De Carbono**. [S.l.: s.n.], 2003. 18 p. Disponível em: <<http://docplayer.com.br/5439451-Reforco-de-vigas-de-concreto-armado-a-flexao-com-fibra-de-carbono.html>>. Acesso em: 25 mar. 2017.

SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; RIPPER, Thomaz. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. São Paulo: Pini, 1998. 255 p.

TIMERMAN, Julio. Reabilitação e Reforço de Estruturas de Concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella. **Concreto: Ciência e Tecnologia vol. II**. São Paulo: Ibracon, 2011. p. 1175-1210.

VENTURA, Ana Mafalda F.M. **Os Compósitos e a sua aplicação na Reabilitação de Estruturas metálicas**. Disponível em: <http://www.scielo.mec.pt/scielo.php?pid=S0870-83122009000200003&script=sci_arttext&tlng=es>. Acesso em: 03 abr. 2017.

APÊNDICE A – Cálculo do traço do concreto pelo método da ABCP

O primeiro passo é o cálculo da resistência média aos 28 dias – F_{cj} – a partir do desvio padrão.

$$F_{cj} = F_{ck} + 1,65 \cdot S_d \quad (1)$$

Em que:

F_{cj} = resistência média do concreto à compressão a j dias de idade, em MPa;

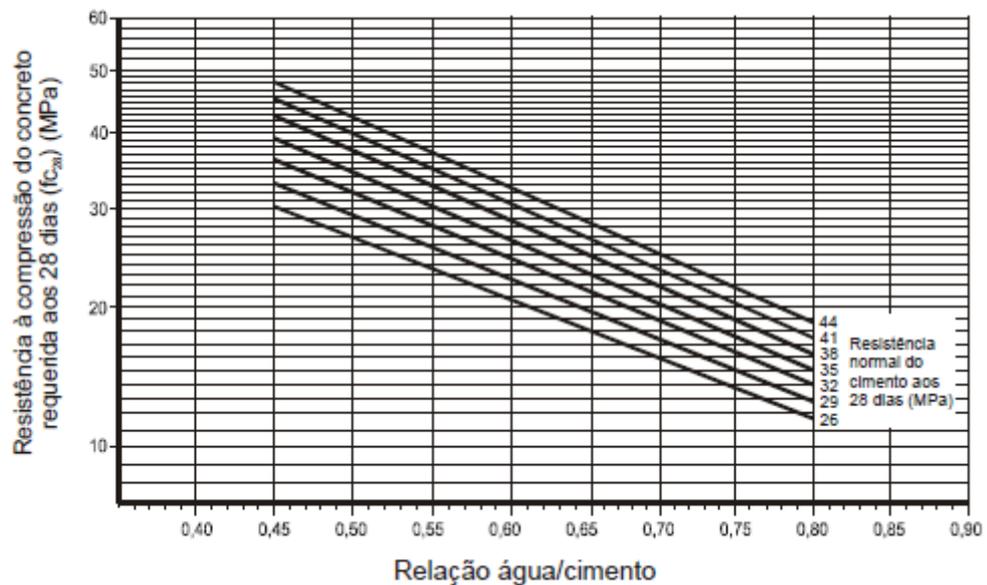
F_{ck} = resistência característica do concreto à compressão, em MPa;

S_d = desvio-padrão da dosagem em função do grau de controle na produção do concreto, em MPa;

- $S_d = 4,0$ MPa, controle rigoroso.
- $S_d = 5,5$ MPa, controle razoável.
- $S_d = 7,0$ MPa, controle regular.

No segundo passo fixa-se a relação água/cimento (a/c). O seu valor é estimado com base na curva de Abrams na qual, utiliza-se o tipo de cimento e a resistência do concreto aos 28 dias.

Figura 1 - Gráfico para determinação da relação água cimento (a/c) em função da resistência do concreto e do cimento aos 28 dias de idade.



Fonte: Assunção, 2002.

Considerando a dificuldade de expressar o consumo de água na mistura por meio de uma lei matemática, Rodrigues, 1990 apresenta como estimativa inicial do consumo de água por metro cúbico de concreto, os valores constantes na Tabela 1.

Tabela 1 - Estimativa do consumo de água por metro cúbico de concreto em função do diâmetro máximo característico do agregado e do abatimento da mistura.

Abatimento do tronco de cone	Dimensão máxima característica do agregado				
	9,5mm	19mm	25mm	32mm	38mm
40 a 60 mm	220 l/m ³	195 l/m ³	190 l/m ³	185 l/m ³	180 l/m ³
60 a 80 mm	225 l/m ³	200 l/m ³	195 l/m ³	190 l/m ³	185 l/m ³
80 a 100 mm	230 l/m ³	205 l/m ³	200 l/m ³	200 l/m ³	190 l/m ³

Fonte: Assunção, 2002.

O terceiro passo é a estimativa do consumo de cimento. O fator água/cimento nada mais é do que uma fração, que divide o peso da água pelo peso do cimento, conforme abaixo:

$$A/C = \frac{C_a}{C_c} \quad (2)$$

No quarto passo é feito a estimativa de consumo de agregados.

A Tabela 2, cujos valores foram determinados experimentalmente pela Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), apresenta os volumes compactados a seco de agregado graúdo, por metro cúbico de concreto, em função do diâmetro máximo característico do agregado graúdo ($\phi_{\text{máx.}}$) e do módulo de finura (MF) do agregado miúdo.

Tabela 2 - Volume compactado seco (Vpc) do agregado graúdo por metro cubico de concreto.

Módulo de finura da areia	Dimensão máxima característica do agregado graúdo ($\phi_{\text{máx.}}$)				
	9,5 mm	19 mm	25 mm	32 mm	38 mm
1,8	0,645	0,770	0,795	0,820	0,845
2,0	0,625	0,750	0,775	0,800	0,825
2,2	0,605	0,730	0,755	0,780	0,805
2,4	0,585	0,710	0,735	0,760	0,785
2,6	0,565	0,690	0,715	0,740	0,765
2,8	0,545	0,670	0,695	0,720	0,745
3,0	0,525	0,650	0,675	0,700	0,725
3,2	0,505	0,630	0,655	0,680	0,705

3,4	0,485	0,610	0,635	0,660	0,685
3,6	0,465	0,590	0,615	0,640	0,665

Fonte: Assunção, 2002.

Através da equação 3 obtém-se o consumo de agregado graúdo.

$$MU = \frac{P(kg)}{V(m^3)} \quad (3)$$

O quinto passo é a estimativa do consumo de agregado miúdo, para 1,0 metro cúbico de concreto. O volume do agregado é dado pela equação abaixo:

$$V_m = 1 - \left(\frac{P_c}{\gamma_c} + \frac{P_{ag}}{\gamma_{ag}} + \frac{P_a}{\gamma_a} \right) \quad (4)$$

$$\gamma = \frac{P(kg)}{V(m^3)} \quad (5)$$

A escrita do traço é feita na sequência:

Cimento:Areia:Brita:Água (Kg)

APÊNDICE B – Cálculo detalhado do traço do concreto de 25 MPa pelo método da ABCP

Para a resistência de 25 MPa o traço foi calculado da seguinte maneira:

Concreto:

- $F_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Abatimento $80 \pm 10 \text{ mm}$

Cimento:

- CP II Z 32 (Ciplan)
- $\gamma = 2,93 \text{ g/cm}^3$ (NM 23:2001)

Agregado miúdo – Areia 0% umidade:

- Módulo de finura = 1,8
- $\gamma = 2,58 \text{ g/cm}^3$
- $MU = 1,525 \text{ g/cm}^3$

Agregado graúdo – Brita 0:

- Diâmetro máximo: 9,5mm
- $\gamma = 2,7 \text{ g/cm}^3$
- $MU = 1,48 \text{ g/cm}^3$

Água:

- $\gamma = 1,0 \text{ g/cm}^3$
- Primeiro passo:

Pela Equação 1 do Apêndice A, calcula-se o F_{cj} :

$$F_{cj} = 25 + 1,65 \cdot 5,5 = 34,1 \text{ MPa}$$

- Segundo passo:

Pela Figura 1 do Apêndice A obtém-se a relação água/cimento:

$$a/c = 0,53$$

O consumo de água é dado pelo Tabela 1, do Apêndice A:

$$\text{Consumo de água} = 230 \text{ l/m}^3$$

- Terceiro passo:

Através da Equação 2 do Apêndice A obtém-se o consumo de cimento:

$$C_c = \frac{230}{0,53}$$

$$C_c = 433,96 \text{ Kg}$$

- Quarto passo:

O volume do agregado (V_{pc}) é dado pela Tabela 2 e o seu consumo (P) é calculado pela Equação 3, ambos disponíveis no Apêndice A:

$$V_{pc} = 0,645 \text{ m}^3$$

$$MU = \frac{P(kg)}{V(m^3)}$$

$$1480 = \frac{P(kg)}{0,645}$$

$$P = 954,6kg$$

- Quinto passo:

O volume do agregado miúdo é dado pela Equação 4 e seu consumo pela Equação 5, ambas do Apêndice A.

$$V_m = 1 - \left(\frac{433,96}{3100} + \frac{954,6}{2700} + \frac{230}{1000} \right)$$

$$V_m = 0,28m^3$$

$$2580 = \frac{P(kg)}{0,28}$$

$$P = 722,4kg$$

A escrita do traço é feita na sequência:

Cimento:Areia:Brita:Água (Kg)

433,96 : 722,4 : 954,6 : 230 (Kg)

1 : 1,66 : 2,2 : 0,53 (Kg)

ANEXO A – Ensaio de compressão dos corpos de prova cilíndricos

NBR 5739 - Ensaio de compressão de cp cilíndricos

Dados Cadastrais da Amostra

Amostra: 02
 Tipo de ensaio: Compressão Axial
 Cliente:
 Responsável:
 Data de Moldagem: 05/09/2017

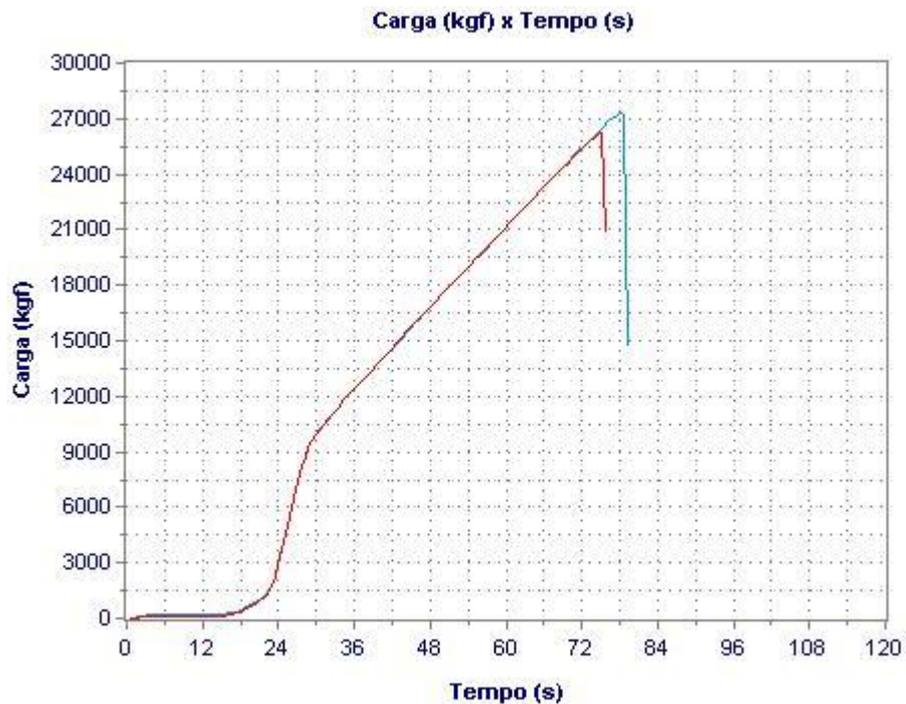
Dados Complementares

Tensão ruptura prevista:
 Distância fixação extensômetros:

Dados dos Corpos de Prova

Id. CP	Idade	Tensão Ruptura	Carga Ruptura	Tipo
01	41	34,0 (MPa)	27.260 (kgf)	
02	41	32,7 (MPa)	26.200 (kgf)	

Gráfico dos Ensaios



ANEXO B – Ensaio de compressão dos corpos de prova cilíndricos reforçados

NBR 5739 - Ensaio de compressão de cp cilíndricos

Dados Cadastrais da Amostra

Amostra:

Tipo de ensaio: Compressão Axial

Cliente:

Responsável:

Data de Moldagem: 05/09/2017

Dados Complementares

Tensão ruptura prevista:

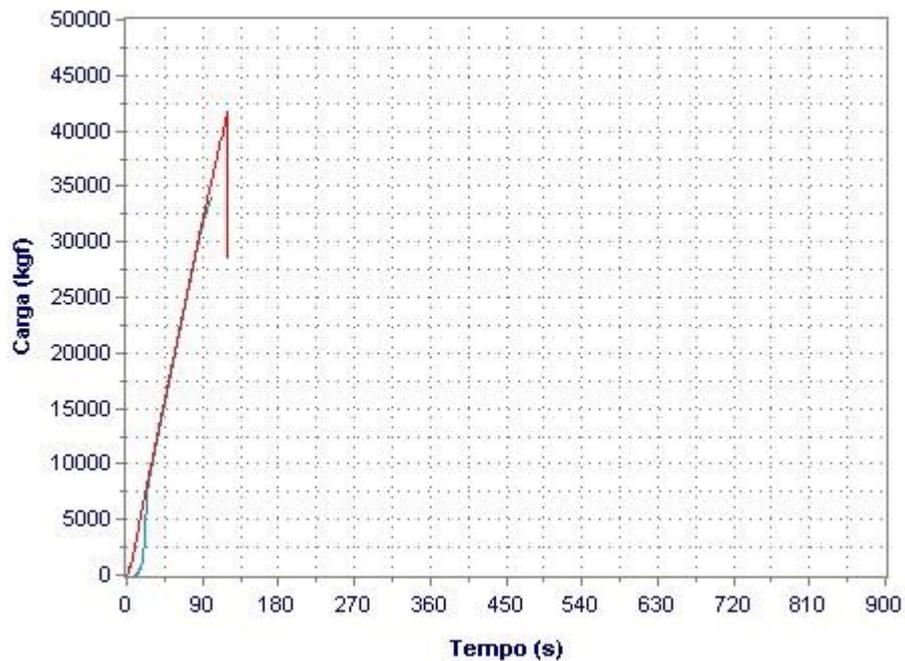
Distância fixação extensômetros:

Dados dos Corpos de Prova

Id. CP	Idade	Tensão Ruptura	Carga Ruptura	Tipo
01 voltas da manta	41	42,4 (MPa)	33.990 (kgf)	
02 volta com fibra	41	52,2 (MPa)	41.820 (kgf)	

Gráfico dos Ensaiois

Carga (kgf) x Tempo (s)



ANEXO C – Ensaio à tração na flexão dos corpos de prova prismáticos

NBR 12142 - Determinação da resistência à tração na flexão em cp prismático

Dados Cadastrais da Amostra

Amostra: 01
 Tipo de ensaio: Tração na Flexão - Prismático
 Cliente:
 Responsável:
 Data de Moldagem: 05/09/2017

Dados Complementares

Tensão ruptura prevista:
 Distância fixação extensômetros:

Dados dos Corpos de Prova

Id. CP	Idade	Tensão Ruptura	Carga Ruptura	Tipo
1	41	1,1 (MPa)	2.610 (kgf)	
2	41	1,0 (MPa)	2.330 (kgf)	
com 2 manta de fibra	41	2,2 (MPa)	5.110 (kgf)	
com 1 manta de fibra	41	2,2 (MPa)	5.110 (kgf)	

Gráfico dos Ensaio

