



UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**RECUPERAÇÃO DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO UTILIZANDO
POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS DE CARBONO**

Fernando Battisti

Lajeado, novembro de 2017



Fernando Battisti

**RECUPERAÇÃO DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO UTILIZANDO
POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS DE CARBONO**

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso - Etapa II, do Curso de Engenharia Civil, da Universidade do Vale do Taquari UNIVATES, como parte da exigência para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof. Ms. Débora Pedroso Righi

Lajeado, novembro de 2017

Fernando Battisti

RECUPERAÇÃO DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO UTILIZANDO POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS DE CARBONO

A banca examinadora abaixo aprova a Monografia apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso - Etapa II, do Curso de Engenharia Civil, da Universidade do Vale do Taquari UNIVATES, como parte da exigência para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Prof. Ms. Fernanda B. P. da Costa, UFRGS.

Mestre pela UFRGS, Porto Alegre, Brasil.

Prof. Ms. Ivandro Carlos Rosa, UNIVATES.

Mestre pela UNIVATES, Lajeado, Brasil.

Orientadora:

Prof. Ms. Débora Pedroso Righi, UNIVATES.

Mestre pela UFRGS, Porto Alegre, Brasil.

Lajeado, novembro de 2017.

AGRADECIMENTOS

Nossa vida é formada por uma sucessão de escolhas, em uma delas optei por cursar a complexa área da Engenharia Civil. Hoje acredito ter feito uma das melhores escolhas pelas quais fui solicitado. Apesar de todas as dificuldades encontradas durante a caminhada acadêmica, quando em diversas vezes deixei de lado família e amigos para me dedicar ao curso, é extremamente gratificante saber que os mesmos não me abandonaram, pelo contrário, foram eles os alicerces para que um sonho pudesse se tornar realidade. Então, nada mais justo que os agradecer pela ajuda, amizade e principalmente compreensão.

Gostaria de agradecer a minha família por sempre me oferecer o resguardo necessário e me ajudar nas decisões que vim a tomar até o ponto em que me encontro. Por minha mãe, que, além de mãe, é minha professora; meu pai que sempre me cobrou os melhores resultados e minha irmã, que em momentos de indecisão me auxiliou para que eu pudesse crescer profissionalmente.

A minha namorada que sempre esteve ao meu lado me acompanhando e apoiando em toda a graduação, principalmente por sua compreensão. Ela sabe como ninguém, o quão árdua foi essa caminhada.

Sem dúvida alguma, aos professores da instituição que me passaram seus conhecimentos com empenho e dedicação. E, em especial, a minha orientadora, Débora Pedroso Righi, que não mediu esforços para me ajudar. Sempre muito ativa, com respostas racionais e flexíveis a opiniões, foi fundamental para meu progresso acadêmico e para o desenvolvimento deste trabalho.

E por fim, aos amigos e colegas de curso, que além da descontração necessária, em diversos momentos me auxiliaram para que pudesse concluir o objetivo da graduação.

RESUMO

Muitas vezes na construção civil a busca por prazos mais curtos somados a apelos econômicos fazem com que as edificações, antes mesmo de cumprirem sua função principal, apresentem manifestações patológicas. Por outro lado, a busca por novas soluções vem junto a isso, fazendo surgir novas tecnologias aplicadas a materiais e métodos. A presente pesquisa visa analisar uma moderna tecnologia do mercado, o polímero reforçado com fibras de carbono para a recuperação estrutural do concreto armado. O objetivo é avaliar o desempenho do compósito aplicado a vigas, quando solicitado a esforços de flexão simples e cisalhamento. Para isso, foram dimensionados e confeccionados corpos de prova equivalentes a vigas de concreto armado, divididas em grupos referentes a ensaios de flexão e cisalhamento. Por se tratar de uma recuperação estrutural, primeiramente, os elementos passaram por um pré-carregamento determinado; posterior a isso, foram reforçados com o compósito e por fim, sobrecarregados até seu limite de capacidade portante, onde atingiram sua ruína. A partir dos resultados obtidos com os ensaios, foi possível fazer a análise detalhada do comportamento dos elementos reforçados, assim como a correlação de dados para avaliar o ganho de resistência dos mesmos. Observou-se, que para ambos os ensaios, de flexão e cisalhamento, houve um ganho considerável em torno de 40%. Além disso, os elementos reforçados tiveram uma variação de resistência mais linear e ainda apresentaram um comportamento de ruptura específico, onde diferentemente das vigas sem reforço, não demonstravam o aumento gradativo das fissuras, e sim colapsavam repentinamente.

Palavras-chave: Reforçado, Patologias, Concreto armado, Fibras de carbono, Resistência.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ilustração demonstrando um elemento estrutural sendo carregado com ênfase no trabalho em conjunto dos materiais, concreto mais aço.....	20
Figura 2 - Ampliação microscópica de um compósito estruturado com fibras de carbono.....	21
Figura 3 - Diagrama tensão x deformação comparando algumas fibras com o aço.....	22
Figura 4 - Processo de execução por pultrusão dos sistemas pré-fabricados.....	24
Figura 5 - Processo de produção do sistema curado in situ.....	24
Figura 6 - Etapas construtivas do sistema de reforço.....	25
Figura 7 - Gráfico quantitativo das principais causas de patologias em edificações.....	26
Figura 8 - Gráfico quantitativo das principais causas de fissuras em estruturas.....	31
Figura 9 - Exemplos de fissuras em função do tipo de esforço solicitante.....	33
Figura 10 - Processo de execução do reforço por aumento da seção.....	35
Figura 11 - Modelos de reforços à flexão utilizando perfis metálicos.....	36
Figura 12 - Comparação das propriedades do aço, alumínio e o PRF.....	37
Figura 13 - Fluxograma das etapas do Programa Experimental.....	40
Figura 14 - Ilustração do elemento reforçado à flexão.....	41
Figura 15 - Ilustração do elemento reforçado ao cisalhamento.....	41
Figura 16 - Gráfico com a curva granulométrica da areia.....	43
Figura 17 - Gráfico com a curva granulométrica da brita.....	44
Figura 18 - Ilustração da aplicação de carga no elemento.....	46
Figura 19 - Ilustração dos carregamentos calculados.....	49
Figura 20 - Ilustração do detalhamento das armaduras.....	53
Figura 21 - Traços testados.....	54

Figura 22 - Fôrmas de MDF resinado.....	55
Figura 23 - Estribo finalizado.....	55
Figura 24 - Armaduras finalizadas.....	56
Figura 25 - Adensamento do concreto com vibrador elétrico.....	56
Figura 26 - Vigas concretadas e acabadas.....	57
Figura 27 - Suportes metálicos para o ensaio de quatro pontos, tração na flexão.....	58
Figura 28 - Pré-carregamento das vigas.....	65
Figura 29 - Micro fissuras de flexão.....	65
Figura 30 - Aplicação da resina no substrato.....	67
Figura 31 - Aplicação da camada de proteção.....	68
Figura 32 - Posicionamento dos corpos de prova para ruína.....	68
Figura 33 - Ruína das vigas do Grupo A de referência à flexão simples.....	69
Figura 34 - Ruína das vigas do Grupo A de referência ao cisalhamento.....	69
Figura 35 - Ruína das vigas do Grupo B, reforçados à flexão.....	70
Figura 36 - Ruína das vigas do Grupo C, reforçadas ao cisalhamento.....	70
Figuras37 - Surgimento das patologias e posterior ruína dos elementos do grupo A de referência à flexão simples.....	71
Figura 38 - Gráfico de carregamento x deformação do grupo de referência à flexão.....	73
Figuras39 - Surgimento das patologias e posterior ruína dos elementos do grupo B.....	74
Figura 40 - Gráfico de carregamento x deformação do grupo reforçado à flexão	76
Figuras41 - Surgimento das patologias e posterior ruína dos elementos do grupo A de referência ao cisalhamento.....	77
Figura 42 - Gráfico de carregamento x deformação do grupo de referência ao cisalhamento.....	79
Figuras43 - Surgimento das patologias e posterior ruína dos elementos do grupo C.....	80
Figura 44 - Gráfico de carregamento x deformação do grupo reforçado ao cisalhamento.....	82
Figura 45 - Gráfico de carregamento x deformação das médias do grupo ensaiado a flexão simples.....	83
Figura 46 - Gráfico de carregamento x deformação das médias do grupo ensaiado ao cisalhamento.....	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação da agressividade quanto ao ambiente.....	30
Tabela 2 - Exigências de durabilidade quanto às fissuras em concreto simples e armado.....	30
Tabela 3 - Características do Cimento CP II-E.....	31
Tabela 4 - Características do aço.....	44
Tabela 5 - Características da manta de fibra de carbono.....	45
Tabela 6 - Variação na resistência das médias do grupo ensaiado a flexão simples.....	84
Tabela 7 - Variação na resistência das médias do grupo ensaiado ao cisalhamento.....	85
Tabela 8 - Relação e custos dos materiais especiais utilizados.....	86

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

CAA – Classe de agressividade ambiental

°C - Graus Celsius

cm - Centímetros

CPs - Corpos de prova

f_{ck} - Resistência característica do concreto à compressão

GPa - Gigapascal

Kg - Kilograma

KN - Kilonewton

Mdf - Placa de fibras de média densidade

MPa - Mega Pascal

mm - Milímetros

N - Newton

NBR - Norma Brasileira

PRF - Polímero reforçado com fibras

UNIVATES - Universidade do Vale do Taquari

Wk – Dimensão da abertura das fissuras

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	12
1.1 Justificativa e relevância da pesquisa.....	13
1.2 Objetivo geral.....	14
1.3 Objetivos específicos.....	14
1.4 Delimitação do trabalho.....	14
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	16
2.1 Conceitos.....	16
2.2 Concreto.....	16
2.2.1 Resistência à compressão.....	17
2.2.2 Resistência à tração.....	17
2.2.3 Módulo de elasticidade.....	18
2.2.4 Deformação.....	18
2.2.5 Fluência.....	18
2.2.6 Durabilidade.....	19
2.3 Concreto armado.....	19
2.4 Polímero reforçado com fibras de carbono.....	20
2.4.1 Estrutura do compósito.....	20
2.4.2 Propriedades do compósito.....	21
2.4.3 Fabricação do sistema.....	23
2.4.4 Aplicação do reforço estrutural.....	25
2.5 Causas de deterioração das estruturas.....	26
2.5.1 Falhas no projeto.....	27
2.5.2 Falhas na execução.....	28
2.5.3 Má utilização e ausência de manutenção.....	28
2.6 Fatores de degradação.....	29
2.7 Fissuras em elementos estruturais.....	30
2.7.1 Fissuras devido à flexão.....	31
2.7.2 Fissuras devido ao cisalhamento.....	31
2.7.3 Fissuras devido à torção.....	32
2.7.4 Fissuras devido à compressão.....	32
2.8 Técnicas de reforço estrutural.....	33
2.8.1 Reforço fazendo o uso de concreto armado.....	33

2.8.2 Reforço com perfis metálico.....	35
2.8.3 Reforços poliméricos acrescidos de fibra.....	36
2.8.3.1 Compósitos reforçados com fibras de carbono.....	37
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	39
3.1 Estratégia experimental.....	40
3.2 Materiais.....	42
3.2.1 Cimento.....	42
3.2.2 Areia.....	42
3.2.3 Brita.....	43
3.2.4 Aço.....	44
3.2.5 Polímero reforçado com fibras de carbono.....	45
3.3 Dimensionamento dos elementos.....	45
3.3.1 Dimensionamento da armadura à flexão.....	45
3.3.2 Dimensionamento da armadura ao cisalhamento.....	49
3.4 Processo e dosagem.....	53
3.4.1 Execução dos elementos.....	54
3.5 Ensaio mecânicos.....	57
3.5.1 Pré-carregamento.....	59
3.5.1.1 Fissuração no ELS.....	59
3.5.1.2 Deformação no ELS.....	62
3.5.1.3 Aplicação do carregamento definido.....	64
3.6 Aplicação do reforço.....	66
3.7 Carregamento final.....	67
4 RESULTADOS.....	71
4.1 Resultados do Grupo A de referência à flexão simples.....	71
4.2 Resultados do Grupo B reforçados à flexão simples.....	74
4.3 Resultados do Grupo A de referência ao cisalhamento.....	77
4.4 Resultados do Grupo C reforçados ao cisalhamento.....	80
4.5 Resultados da correlação entre os grupos.....	83
5 CUSTOS DO TRABALHO.....	86
6 CONCLUSÕES.....	88
REFERÊNCIAS.....	90

1 INTRODUÇÃO

Com o passar dos anos houve uma evolução acentuada na construção civil, inovações de materiais e técnicas para execução das edificações. Com o desenvolvimento e crescimento no uso do concreto armado e, conseqüentemente, dos modelos matemáticos, o conhecimento mais minucioso dos materiais e os apelos econômicos, as estruturas passaram a ser projetadas com mais precisão, ou seja, menor margem de segurança. Entretanto o “domínio” da execução do concreto nas obras acarretou um menor controle fiscal por parte dos responsáveis técnicos. De acordo com Garcez (2007), somando a exigência por prazos mais curtos, o emprego de mão de obra desqualificada e a adequação de custos levaram as obras a uma qualidade um tanto quanto discutível, muitas são os casos que acabam passando por processos de deterioração precoce e apresentam uma série de defeitos. Antes mesmo de cumprirem sua função e completar seu tempo de vida útil, já se encontram degradadas e comprometidas.

Em um contexto global, tem-se preocupado mais com a durabilidade e manutenção das obras de engenharia, isso acabou estimulando a busca por novas tecnologias destinadas a solucionar tais fatores. Beber (2003) descreve que como consequência disso, surge a reabilitação e reforço das estruturas de concreto armado, que vem para atender a necessidade e restabelecer as condições originais das estruturas danificadas ou promover adequações da capacidade de resistência das mesmas. Para isso, a evolução tecnológica também caminha a passos largos. Há um enorme avanço no desenvolvimento de métodos e materiais que contribuem para esse serviço. Mais comumente utilizados, o sistema de reforços com o próprio

concreto armado vão recebendo poderosos concorrentes como os avançados polímeros reforçados com fibras de carbono.

Posto esse cenário, este trabalho trata principalmente da recuperação de vigas em concreto armado, fazendo uso do polímero reforçado com fibra de carbono. Para isso, primeiramente foi realizado um estudo a fim de adquirir conhecimento sobre o material que se encontra danificado, suas causas e características dos problemas e, fundamentalmente, a técnica e as propriedades do objeto de reforço. Foram analisadas vigas reforçadas submetidas à flexão simples e ao cisalhamento, casos de ocorrência mais comum em elementos estruturais. A proposta prática para isso foi de dimensionar e, posteriormente, executar alguns corpos de prova prismáticos, tendo estas características aproximadas do usual e sobrecarregá-los até seu limite de serviço, ou seja, proporcionar aos elementos tensões que tragam insegurança quanto a sua estabilidade estrutural. Posterior a isso, reforçá-los utilizando o compósito reforçado com fibras de carbono e finalmente aplicar um novo carregamento até a ruína dos corpos de prova. Foram executados ensaios de mesma intensidade em elementos sem a aplicação do reforço, que servirão como parâmetro de referência para os resultados obtidos, por fim, foi feita a análise do acréscimo de resistência efetiva do método, a análise das características de ruína salientando os pontos críticos e também possíveis melhorias da técnica de reforço.

1.1 Justificativa e relevância da pesquisa

O aumento expressivo do uso do concreto armado, a busca pelo entendimento de suas propriedades, como se comporta no meio e o avanço tecnológico com relação ao desenvolvimento estrutural, fizeram com que os profissionais dessa complexa área obtivessem um maior domínio sobre o assunto, o que leva os mesmos a utilizarem fatores de segurança menores e projetar elementos cada vez mais esbeltos.

Isso tudo, ligado à infeliz decorrência das patologias nos elementos de concreto armado, muitas vezes causadas por fatores indiretos, acabam trazendo certa insegurança quanto à instabilidade estrutural, dessa forma, o estudo e

desenvolvimento de materiais e métodos que possam suprir essa demanda são inevitáveis.

O uso do compósito reforçado com fibras de carbono surge para atender grande parte dessa demanda proporcionando diversos benefícios. Ainda, embora seu conceito seja visto como oneroso, o mesmo deve ser experimentado para explorar seu desempenho e conhecer sua real efetividade.

1.2 Objetivo geral

O objetivo geral desta pesquisa é descobrir o real desempenho do compósito reforçado com fibras de carbono em uma situação, com características próximas as usuais, de recuperação em vigas de concreto armado com problemas estruturais.

1.3 Objetivos específicos

- a) Avaliar o ganho de resistência com a aplicação do reforço à flexão;
- b) Avaliar o ganho de resistência com a aplicação do reforço ao cisalhamento;
- c) Analisar a influência no processo de ruptura com a aplicação do compósito reforçado com fibras de carbono;

1.4 Delimitação do trabalho

Este trabalho está limitado ao tecido de fibra de carbono da Texiglass CC 200, um tecido bidirecional de fibra de carbono do tipo curado in loco, também pela resina epoxídica SQ 2001 da fabricante SilAex.

Enfatiza-se, que este compósito não é utilizado especificamente para a área da construção civil, tem maior expressão no mercado automobilístico e aeroespacial. O mesmo foi utilizado por se tratar de um produto mais acessível, tanto financeiramente quanto comercialmente.

Além disso, a pesquisa é voltada para elementos estruturais do tipo viga biapoiada, concepção essa adotado para o método de ensaio, e análises referentes a esforços de flexão simples e cisalhamento.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Conceitos

O conhecimento das propriedades e o comportamento dos materiais são fundamentais para o estudo das patologias e posterior recuperação estrutural. Análise de um caso patológico e a medida de intervenção a ser adotada depende principalmente do entendimento sobre o comportamento dos materiais.

2.2 Concreto

O concreto é o resultado de uma composição de elementos, mistura de um aglomerante, usualmente sendo o Cimento Portland, agregados miúdos como a areia, agregados graúdos como a pedra britada, água e com a possibilidade do uso de aditivos. Esse composto quando executado adequadamente, alcança excelentes características e adequadas propriedades para sua utilização em obras civis.

O consumo do concreto nos últimos anos vem crescendo consideravelmente. Segundo Mehta e Monteiro (2014), estima-se que o consumo de concreto no mundo seja na ordem de 19 bilhões de toneladas ao ano. E isso ocorre por três razões principais: a sua excelente resistência à água, sua facilidade de moldagem sua disponibilidade e baixo custo no mercado.

Ainda de acordo com Mehta e Monteiro (2014), diferentemente de outros materiais estruturais, a resistência do concreto sob a ação da água torna-o um material ideal para sua utilização em obras civis, especialmente em elementos

estruturais, elementos estes expostos à umidade, como fundações, lajes e muros de contenção.

2.2.1 Resistência à compressão

Segundo Neville e Brooks (2010), a principal propriedade do concreto, sem dúvida, é sua resistência à compressão. Essa resistência pode ser obtida através de ensaios em laboratório utilizando corpos de prova submetidos a cargas de pequena duração. Também é possível obter a deformação do concreto à medida que a carga é aplicada, dessa forma, pode-se elaborar uma relação dos resultados e se obter o módulo de elasticidade do material.

De acordo com Metha e Monteiro (2014), a resistência que normalmente é utilizada em projetos, chamada f_{ck} , é obtida através de um modelo estatístico, onde um número suficiente de corpos de prova é ensaiado, geralmente com idade fixada em 28 dias após sua confecção, e os resultados compreendidos em uma curva de frequência, a resistência característica do concreto é um valor que tem 95% ou mais de probabilidade de ser atingido.

Com relação à resistência característica do concreto à compressão, a NBR 8953 (2015) divide o concreto em duas classes, ficando denominado com a letra C, referente à classe, e, em seguida, o valor de sua resistência. Na Classe I estão os concretos de 20 a 50 Mpa, já na Classe II se encontram os concretos ditos de alta resistência, de 55 a 100 Mpa.

2.2.2 Resistência à tração

Para Almeida (2002), a resistência do concreto à tração é resultante de muitos fatores, o principal deles é a aderência da argamassa com os grãos dos agregados.

Ainda de acordo com Almeida (2002), a resistência do concreto à tração também pode ser obtida através de ensaios realizados em laboratório com corpos de prova, nesse caso existem três ensaios comumente utilizados: tração direta, tração na flexão e tração por compressão diametral.

2.2.3 Módulo de elasticidade

De acordo com Mehta e Monteiro (2014), o módulo de elasticidade pode ser definido como relação entre a deformação instantânea de acordo com a tensão aplicada dentro de um limite adotado. O módulo de elasticidade no concreto deve ser obtido pela declividade da curva tensão-deformação, ocorrida a partir de um carregamento uniaxial.

Ainda segundo Mehta e Monteiro (2014), em materiais heterogêneos como no caso do concreto, a densidade, sua parcela volumétrica e o módulo de elasticidade de cada material são o que determinam o comportamento elástico global da composição. No concreto, a relação direta do seu módulo de elasticidade e a sua resistência advém do fato de que a porosidade afeta todos os materiais componentes, porém isso ocorre com grau de lesão diferente para cada um deles.

2.2.4 Deformação

Outras características importantes do concreto são suas propriedades reológicas, efeitos de deformação e o comportamento do material antes de seu limite de resistência. Dentre essas propriedades estão salientes a retração e fluência.

De acordo com Almeida (2002), o concreto trabalha como um esqueleto sólido contendo em seu interior poros capilares, esses podem estar tomados por água ou constituídos com a presença do ar. Quando esses poros se apresentam totalmente secos ou totalmente saturados, o concreto irá se comportar como um sólido qualquer. Mas quando esses poros capilares estiverem parcialmente cheios, aparecem tensões capilares que acabam contribuindo com as deformações, diferentemente de um elemento sólido.

2.2.5 Fluência

Segundo Mehta e Monteiro (2014), a fluência ou deformação lenta corresponde a um acréscimo de deformação causada ao longo do tempo em função de um carregamento constante.

Para Mehta e Monteiro (2014), ao se aplicar uma força no concreto ocorre uma deformação chamada de imediata, com isso uma acomodação de sua estrutura molecular. Essa acomodação acaba por reduzir as dimensões dos capilares e aumentar a pressão na água capilar, o que favorece a expulsão desta em direção à superfície. Tanto a diminuição dos capilares quanto o aumento do fluxo de expulsão aumentam as tensões superficiais provocando a fluência. Normalmente a ocorrência da retração é seguida da fluência, do ponto de vista prático recomenda-se que o tratamento para essas deformações seja realizado em conjunto.

2.2.6 Durabilidade

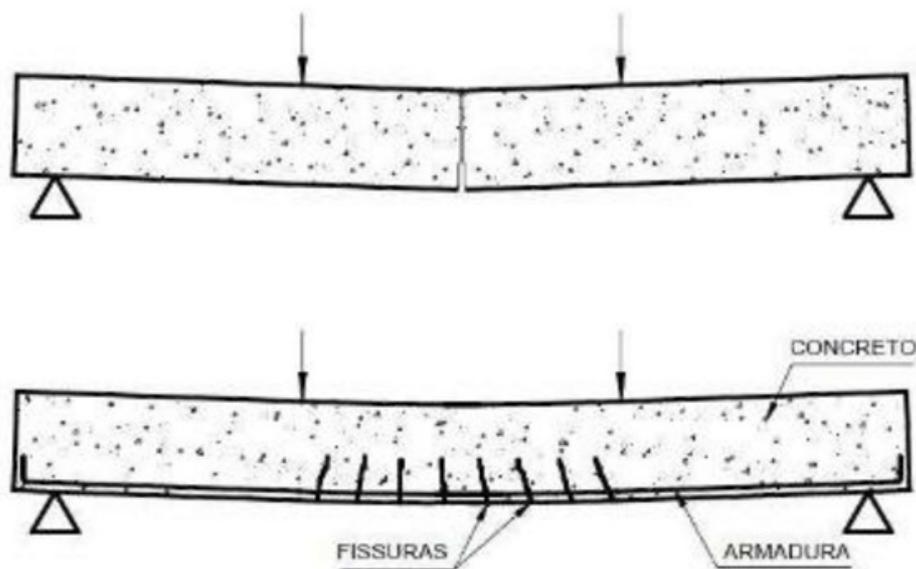
Segundo Neville e Brooks (2010), a durabilidade de elementos de concreto simples, armado e protendido, é fundamentalmente condicionada pelo ataque de agentes agressivos a que estejam expostos durante sua vida útil.

Ainda conforme Neville e Brooks (2010), o enfraquecimento se dá por uma deterioração que pode ser originada por fatores externos ou por fatores que ocorrem no interior do próprio concreto, os diferentes tipos de deterioração podem ocorrer de forma física, química ou mecânica. A estanqueidade do concreto está diretamente ligada à durabilidade do mesmo, um concreto impermeável dificulta o acesso de agentes agressivos ao interior do seu corpo.

2.3 Concreto armado

Segundo Bastos (2006), o concreto armado pode ser tido como um material extremamente viável, durável e confiável, sendo essa última garantida, principalmente, pelo trabalho em conjunto, a aderência entre a armadura e o concreto. Define o concreto armado como sendo a junção do concreto simples a um componente resistente à tração de forma que ambos trabalhem solidariamente resistindo aos esforços solicitantes, conforme apresenta a Figura 1.

Figura 1 - Ilustração demonstrando um elemento estrutural sendo carregado com ênfase no trabalho em conjunto dos materiais, concreto mais aço



Fonte: Bastos (2006).

A NBR6118 (2014) define elementos de concreto armado como os elementos cujo funcionamento estrutural depende, fundamentalmente, da aderência entre concreto e armadura e quando não há tensionamentos iniciais das armaduras antes da concretagem do conjunto.

2.4 Polímero reforçado com fibras de carbono

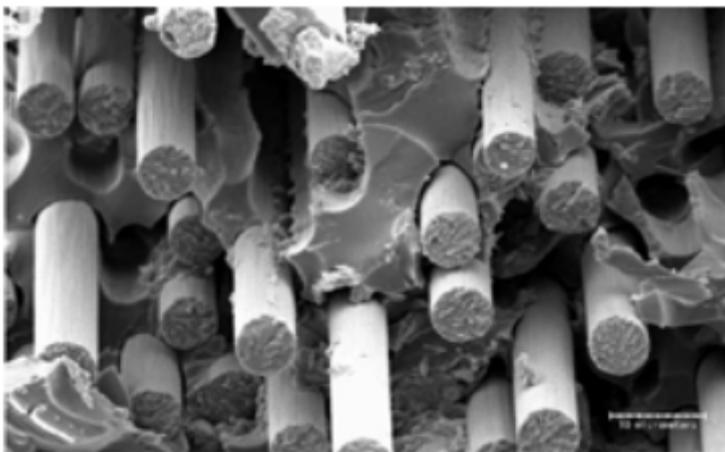
Segundo Beber (2003), as fibras de carbono são produzidas a partir de alguns materiais, tais como: rayon que é um polímero celulósico, poliacrilonitrila e o piche. No geral todas apresentam coloração escura e são processados com objetivo de obter um módulo de elasticidade elevado. A partir dessas matérias primas, podem ser concebidos mais de 100 tipos de fibras de carbono para a utilização na formação do compósito de reforço.

2.4.1 Estrutura do compósito

De acordo com Machado (2012), os compósitos estruturados com fibra de carbono são constituídos de dois elementos fundamentais: a matriz polimérica, que tem função de manter a coesão entre as fibras que a estruturam, propiciando as

transferências de tensões entre os elementos estruturais, concreto e fibra; e o elemento estrutural, composto pelas fibras de carbono, que são dispostas dentro de sua matriz polimérica com função de absorver as tensões decorrentes dos esforços solicitantes, conforme exibe a Figura 2.

Figura 2 - Ampliação microscópica de um compósito estruturado com fibras de carbono



Fonte: Machado (2012).

Ainda segundo Machado (2012), a matriz polimérica tem, obrigatoriamente, que ter um alongamento de ruptura maior que o alongamento da fibra, permitindo que a matriz continue possuindo alguma capacidade de absorver carregamentos mesmo após ter sido atingido o limite de resistência da fibra.

Para Beber (2003), existe uma grande variedade de matrizes para a execução do compósito, elas podem ser oriundas de resinas termorrígidas ou termoplásticas. Do ponto de vista do reforço estrutural, as termorrígidas são mais eficientes, pois apresentam boa estabilidade térmica, maior resistência química e baixa fluência, onde polímero termorrígido é aquele que quando curado transforma-se em um material infusível, já o polímero termoplástico, em função da sua estrutura molecular, pode ser reciclado.

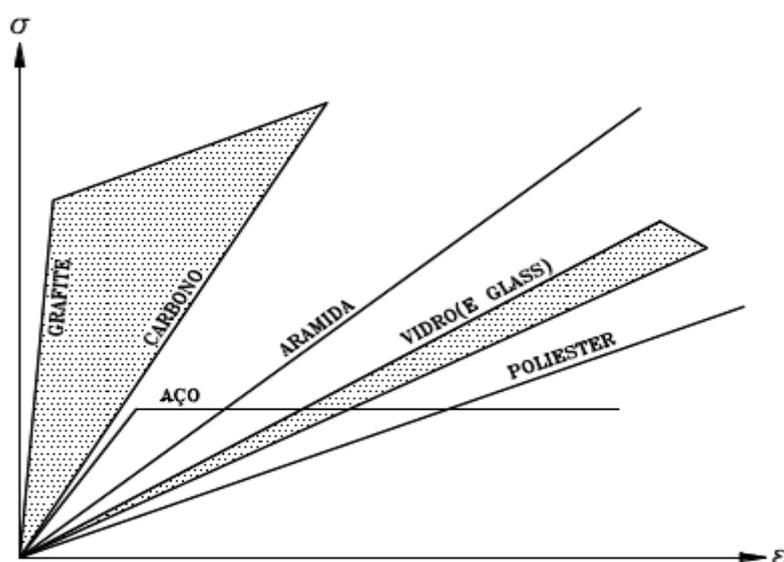
2.4.2 Propriedades do compósito

Segundo Machado (2012), as fibras de carbono são o resultado de um processo térmico de fibras precursoras orgânicas, esse processo consiste na oxidação das fibras seguido de um processo a elevadas temperaturas, variando de

1000 a 1500°C. Após esse processo térmico, as fibras resultantes acabam por apresentar em sua extensão molecular um perfeito alinhamento de seus átomos de carbono, característica que proporciona elevada resistência mecânica ao produto final. Quanto maior for a temperatura em que se executa o processo, maior será o módulo de elasticidade resultante do material, que para fibras de carbono pode chegar até 300 GPa.

A Figura 3 traz um comparativo do comportamento de alguns materiais quando passa pela situação de carregamento e consequente deformação.

Figura 3 - Diagrama tensão x deformação comparando algumas fibras com o aço



Fonte: Machado (2012).

Conforme Garcez (2007), a resistência à tração do compósito está diretamente ligada à quantidade de fibras que o compõe, a porcentagem em volume para polímeros reforçados com fibras de carbono aplicados à engenharia civil geralmente é elevada, em torno de 70%. Sua efetividade está conexas ao sentido do esforço solicitado, quanto mais paralela ao esforço, maior sua eficiência.

Ainda conforme Garcez (2007), a resistência à compressão do polímero reforçado com fibras é geralmente controlada pela flambagem, logo, compósitos com boa resistência à tração resultam em boa resistência à compressão. Normalmente as resistências à compressão em polímeros reforçados com fibras de carbono equivalem a aproximadamente 60% da resistência à tração desse material.

Segundo Machado (2012), a fluência está presente na maioria dos materiais empregados na construção civil, mesmo que a fibra de carbono apresente baixa fluência, ou seja, alta resistência a deformações lentas, a sua matriz polimérica sofre com esse efeito quando submetido a carregamentos constantes. Para Garcez (2007), a deformação é praticamente insignificante quando utilizado o compósito reforçado com carbono.

De acordo com Machado (2012), os compósitos estruturados com fibra de carbono apresentam as seguintes e principais características: elevada resistência mecânica, extraordinária rigidez, bom comportamento a cargas cíclicas e a fadiga, excelente resistência a agentes químicos, por ser um produto inerte não é afetado pela corrosão e devido seu baixo peso específico apresenta extrema leveza. O seu coeficiente de dilatação varia de acordo com a direção longitudinal e transversal que as fibras são dispostas no compósito e, além disso, depende do tipo de resina que será utilizada e o volume de fibras na composição. A temperatura em que o compósito começa a amolecer está situada na faixa entre 80 a 100°C, acima dessa o módulo de elasticidade do material reduz significativamente, pois aí ocorrem mudanças em sua estrutura molecular. Como as fibras possuem melhor propriedade térmica do que a resina, o compósito irá continuar resistindo alguma parcela de tensão em sua direção longitudinal até atingir sua temperatura limite, próxima a 1500°C.

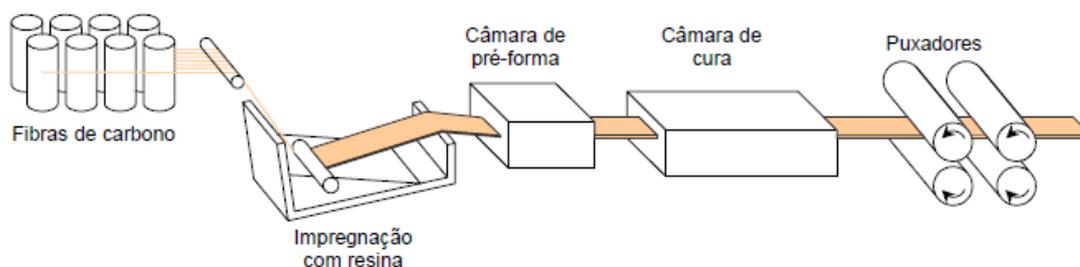
2.4.3 Fabricação do sistema

Para Garcez (2007), atualmente, os compósitos reforçados com fibras de carbono já são comercializados como materiais estruturantes, ou seja, sistemas não incluindo somente materiais, mas também toda pesquisa e desenvolvimento de técnica para sua utilização. Usualmente são utilizados dois sistemas para a aplicação estrutural: os pré-fabricados e os sistemas curados in situ.

Segundo Beber (2003), os sistemas pré-fabricados são elementos laminados semirrígidos do tipo unidirecional resultantes da impregnação de um feixe de fibras por uma camada de resina, executado por um processo de pultrusão com controle preciso de suas dimensões, onde a pultrusão é um processo que combina ações de

tração com extrusão para produção de um material com seção constante, conforme ilustra a Figura 4.

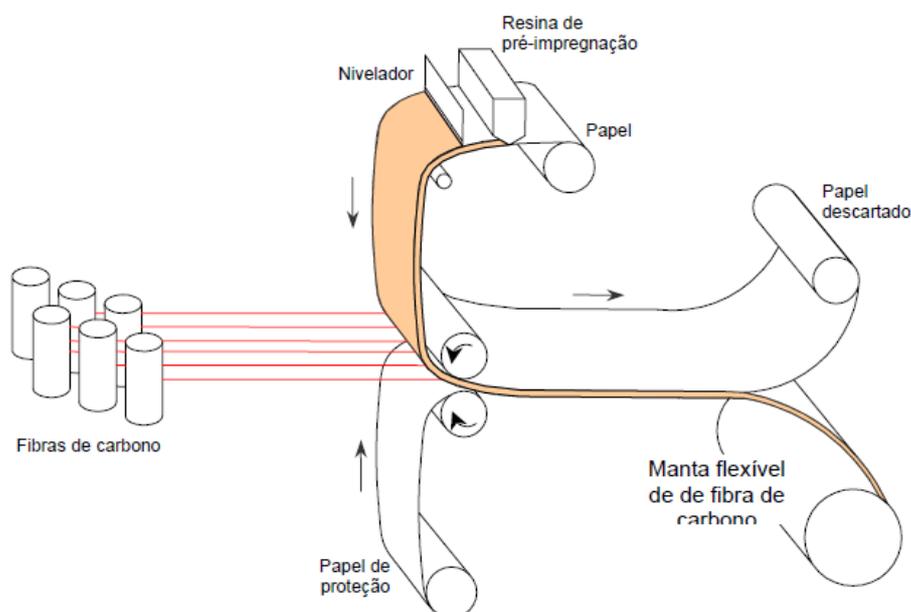
Figura 4 - Processo de execução por pultrusão dos sistemas pré-fabricados



Fonte: Beber (2003).

Ainda conforme Beber (2003), muito utilizado, existe também os sistemas do tipo curados in situ, que se referem a um sistema constituído por mantas ou tecidos em estado seco ou pré-impregnado, que devem ser utilizados a partir da aplicação de um adesivo epóxi previamente espalhado sobre a superfície em que se deseja aplicá-lo. A Figura 5 apresenta o processo de fabricação dos sistemas curados in situ.

Figura 5 - Processo de produção do sistema curado in situ



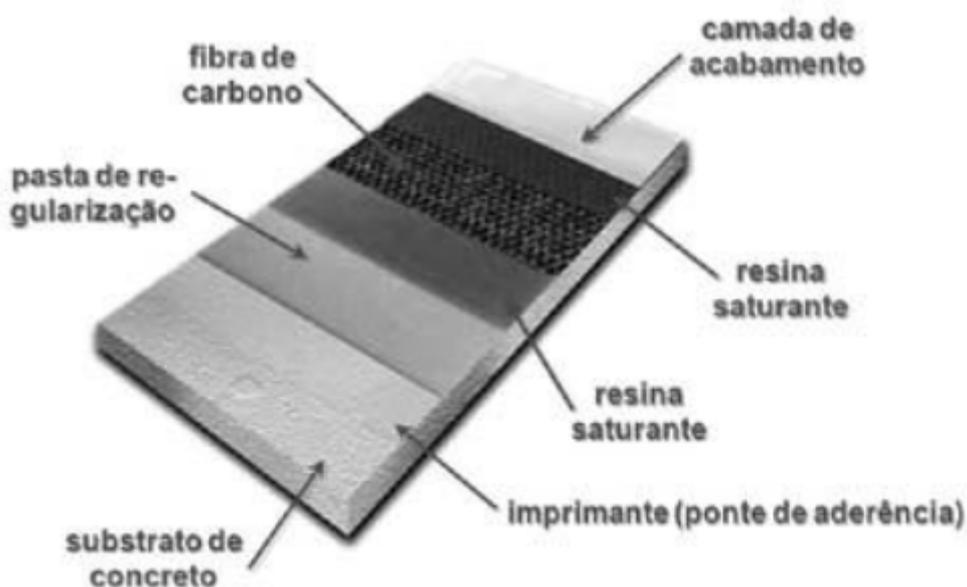
Fonte: Beber (2003).

2.4.4 Aplicação do reforço estrutural

Conforme Machado (2012, p. 5), deve se seguir uma correta seqüência para a aplicação do compósito reforçado com fibras de carbono. A Figura 6 ilustra essa situação:

- Recuperação do substrato de concreto para que o sistema possa ter aderência;
- Imprimação da superfície para estabelecer uma ponte de aderência entre o substrato e sistema. Para isso utiliza-se um imprimador epóxico, primer que, ao penetrar nos poros do concreto, cria uma interface altamente eficiente para a transmissão das tensões;
- Regularização das imperfeições do substrato de concreto, de modo a estabelecer um plano adequadamente nivelado, para isso utiliza-se uma pasta epóxica;
- Aplicação da resina que servirá para saturar o compósito reforçado com fibras de carbono e aderi-lo à superfície de concreto;
- Aplicação do compósito;
- Aplicação de uma segunda camada de resina saturante para completar a impregnação do compósito reforçado com fibras de carbono e finalizar o processo, essa camada também serve para proteção e acabamento do processo.

Figura 6 - Etapas construtivas do sistema de reforço



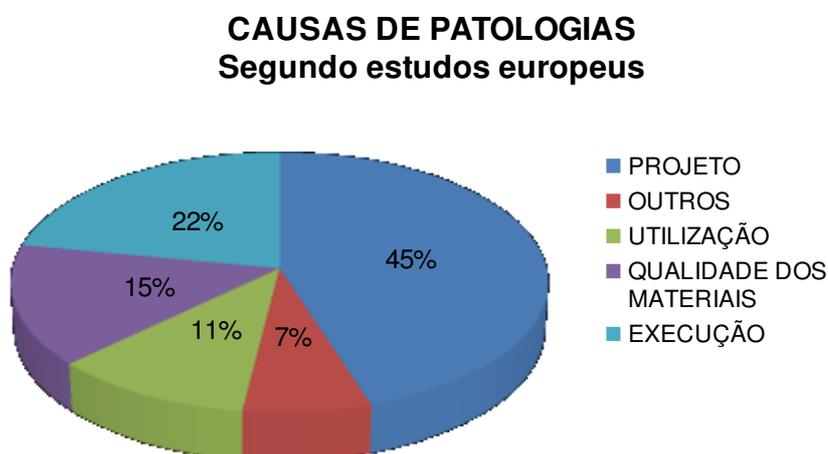
Fonte: Machado (2012).

2.5 Causas de deterioração das estruturas

O processo de construção civil é dividido em três etapas principais: concepção de projeto, que engloba o planejamento, cálculo, decisão sob os materiais e processos utilizados; execução, realização das tarefas de acordo com o planejado e utilização, que é a ocupação, definida de acordo com a necessidade do empreendimento.

Segundo Couto (2007), as causas mais comuns para ocorrências de patologias em edificações normalmente são por má qualidade dos materiais, falhas na concepção do projeto, erros de execução, má utilização dos fins de ocupação e também por falta de manutenção. Ainda há algumas falhas geradas por agentes externos como: umidade, vento, variação de temperatura, instabilidade do solo, ou até mesmo situações mais graves como abalos sísmicos. A Figura 7 expressa quantitativamente algumas das principais causas de patologias.

Figura 7 - Gráfico quantitativo das principais causas de patologias em edificações



Fonte: Couto (2007) adaptado pelo Autor.

Cada uma das etapas que contemplam a construção civil possui grande importância para que o produto final tenha boa qualidade e a função desejada e como consequência disso, menor incidência de patologias ou melhor controle sobre elas.

Para um melhor entendimento das causas, Souza e Ripper (1998) as classifica em três grupos que se relacionam. Causas intrínsecas, todas as que se

originam nos materiais e peças estruturais durante as fases de execução ou utilização, ou seja, quando ocorrem de dentro para fora. Causas extrínsecas, são as que independem da estrutura em si, são os fatores que atacam de fora para dentro da estrutura. E processos físicos de deterioração do concreto armado, efeitos resultantes das causas intrínsecas e extrínsecas, os quais, na maioria das vezes, podiam ser facilmente evitados pela escolha de materiais e métodos de execução mais eficientes.

2.5.1 Falhas no projeto

De acordo com Souza e Ripper (1998), patologias nas estruturas de concreto originadas na fase de concepção do projeto são providas principalmente por falhas técnicas, sejam por desconhecimento, incapacidade ou negligência do desenvolvedor. Podem-se originar de erros no lançamento do modelo estrutural, erros no desenvolvimento do anteprojeto ou, até mesmo, no planejamento do projeto de execução. Essas falhas podem levar ao encarecimento do produto final a problemas com a utilização ou, ainda, sérios defeitos na estrutura da edificação.

Muitas são as falhas que ocorrem durante a concepção da estrutura, Couto (2007) cita algumas das principais como sendo a má definição das ações atuantes, deficiência na avaliação da resistência do solo, adoção de cobrimento incompatível com a classe de exposição, erro na especificação dos materiais, dimensionamento com grandes deformações e a falta de compatibilização de projetos.

Conforme Souza e Ripper (1998), geralmente são problemas patológicos ocorridos nesta etapa que terão soluções mais dificultosas, reparações mais complexas e, conseqüentemente, mais onerosas do que problemas patológicos gerados nas etapas seguintes. Normalmente as dificuldades e o fator custo para restaurar uma estrutura cujos danos foram originários de falhas da concepção do projeto, são proporcionais à idade da falha, ou seja, erros no início da concepção e estendidos adiante nas demais etapas tendem a causar maiores prejuízos.

2.5.2 Falhas na execução

A execução da estrutura de concreto armado é envolvida por diversos sistemas e atividades, entre eles estão às fôrmas, armaduras, concretagem, processo de cura e outros, bem como toda a inspeção e detalhamento de como deverá ser executado.

Segundo Souza e Ripper (1998), falhas construtivas durante a etapa de execução causam efeitos danosos ao desempenho da estrutura, a ocorrência dos erros é basicamente devido ao processo que se é utilizado, falta de uma fiscalização eficiente, uso de produtos defeituosos, falta de um bom preparo das equipes, ou ainda, a combinação desses fatores. Um dos principais problemas encontrados em obra é na armação dos elementos estruturais, a correta disposição da ferragem, a quantidade e o diâmetro das barras conforme o projeto estrutural e também a qualidade e característica do concreto utilizado.

A NBR 12655 (2015) descreve como processo fundamental para execução do concreto: a caracterização dos materiais componentes do concreto, estudo de dosagem, ajuste e comprovação do traço e por fim preparo do concreto. O não atendimento desses itens conduz a perda de capacidade e resistência da estrutura, em caso de elementos vitais, a edificação pode sofrer algum dano ou até mesmo o colapso.

2.5.3 Má utilização e ausência de manutenção

Após a conclusão da execução da obra, cabe ao usuário, orientado pelo executor ou responsável técnico, cuidar e utilizar a edificação de maneira mais eficiente, mantendo as características originais ao longo de toda sua vida útil. Toda e qualquer alteração em uma estrutura deve ser orientada pelo seu desenvolvedor, lembrando que a eficiência da estrutura está relacionada diretamente com as atividades de uso e ocupação e também com as ações de manutenção.

A NBR 5674 (2012) define como manutenção o conjunto de atividades realizadas para conservar e/ou recuperar a capacidade operacional da edificação de forma a atender às necessidades fornecendo segurança aos usuários.

Segundo Souza e Ripper (1998), quando se trata de elementos estruturais deve-se atentar aos valores permitidos de carregamento sobre os mesmos. Trincas causadas devido à retirada de elementos portantes de carga para ajustes arquitetônicos são exemplos clássicos de patologias geradas nesta etapa. As patologias ocasionadas por ausência da manutenção ou até mesmo manutenção inadequada, normalmente tem sua origem do desconhecimento técnico do usuário ou na incompetência e/ou ignorância do responsável técnico. A falta de destinação de verbas para manutenções futuras pode se tornar um fator responsável pelo surgimento de patologias na estrutura.

2.6 Fatores de degradação

Segundo Helene (1992), a deterioração do concreto ocorre principalmente a partir da degradação da pasta ou da má aderência com seu agregado. Essa degradação inicia-se geralmente por processos químicos, embora algumas condições físicas e mecânicas possam estar envolvidas. Agentes naturais também atuam sobre o concreto armado provocando seu desgaste e envelhecimento, ou seja, a perda gradual do seu desempenho. As causas de deterioração são originadas de diversas ações: mecânicas, físicas, químicas ou biológicas.

Helene (1992) aponta que os principais mecanismos de deterioração da estrutura são: Mecanismo de deterioração pertinente ao concreto: expansão por sulfatos, expansão por reações alcalinas e reações superficiais danosas; Mecanismos de deterioração referente à armadura: corrosão por teores elevados de cloretos e corrosão devido à carbonatação; Mecanismos de deterioração da própria estrutura: ações térmicas, ações mecânicas, ações cíclicas, relaxação, deformações e outros, mas que não fazem parte da análise de vida útil e durabilidade.

Para Couto (2007), outro fator muito importante que deve ser considerado é o ambiente em que a estrutura estará inserida. As normas em vigor descrevem que a agressividade do meio ambiente está diretamente relacionada às ações físicas e químicas atuantes sobre a estrutura de concreto. É na fase de projeto que deve ser feita a análise do ambiente em que a estrutura está localizada e de todas possíveis ações de degradação em que a estrutura estará exposta, conforme indica a Tabela 1.

Tabela 1 - Classificação da agressividade quanto ao ambiente

CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL (CAA)			
Classe	Agressividade	Classificação do tipo de ambiente	Risco de deterioração
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Respingos de maré	Elevado

Fonte: NBR 6118 (2014) adaptado pelo Autor.

2.7 Fissuras em elementos estruturais

De acordo com Souza e Ripper (1998), o conceito de fissuras pode conflitar com as conhecidas trincas e rachaduras, porém ambas diferenciam-se, principalmente por suas dimensões. Fissura é a abertura caracterizada com dimensão de até 0,5mm, após isso define-se uma trinca, que deve ser limitada em até 1mm de largura e a partir disso, contendo outras características diferentes das demais é constituída a rachadura. Fissuras são aberturas superficiais que com o passar do tempo tornam-se um caminho para entrada de agentes agressivos. As fissuras em estruturas de concreto armado são praticamente inevitáveis, suas causas são várias e o diagnóstico normalmente difícil. A fissuração é a patologia com maior ocorrência, ou pelo menos, que mais chama a atenção dos proprietários, a posição do fissuramento, sua trajetória e espaçamento nos elementos estruturais podem indicar a causa que a motivou.

Segundo a NBR 6118 (2014), de acordo com a classe de agressividade em que a estrutura esteja inserida, há um limite de fissuração para ocorrer a proteção das armaduras e garantir sua durabilidade, conforme expressa a Tabela 2.

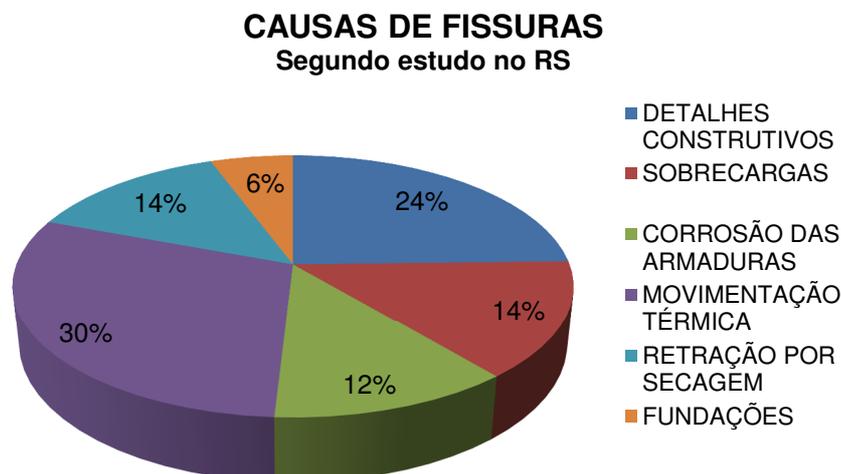
Tabela 2 - Exigências de durabilidade quanto à fissuras em concreto simples e armado

TIPO DE CONCRETO	CLASSE SE AGRESSIVIDADE	EXIGÊNCIA A FISSURAS
Concreto Simples	CAA I à CAAIV	Não há
	CAA I	$W_k \leq 0,4\text{mm}$
Concreto Armado	CAA II e CAA III	$W_k \leq 0,3\text{mm}$
	CAA IV	$W_k \leq 0,2\text{mm}$

Fonte: NBR 6118 (2014) adaptado pelo Autor.

Na Figura 8, em uma pesquisa realizada por Dal Molin (1988) no estado do Rio Grande do Sul, são destacadas as principais causas de fissuras e suas respectivas incidências.

Figura 8 - Gráfico quantitativo das principais causas de fissuras em estruturas



Fonte: Dal Molin (1988) adaptado pelo Autor.

2.7.1 Fissuras devido à flexão

Para Helene (1992), esta manifestação patológica em vigas de concreto armado se caracteriza por fissuras perpendiculares à linha de tração do elemento, estas são maiores e mais acentuadas tanto quanto maior for o esforço de tração e tanto quanto maior for a insuficiência da armadura.

Segundo Helene (1992), esse tipo de fissura ocorre quando o calculista subdimensiona o projeto, ou seja, não foi feita uma avaliação correta nas cargas que atuarão na estrutura. Ou ainda, as fissuras podem ser consequência da deficiência de alguns materiais utilizados e também por mudança da utilização de estrutura, causando sobre cargas não previstas em projeto.

2.7.2 Fissuração devido ao cisalhamento

Conforme Souza e Ripper (1998), esta patologia ocorre com o surgimento de fissuras diagonais onde o esforço cortante é máximo. Ocorrem devido à falta de seção de concreto suficiente ou falta de armadura resistente ao cisalhamento,

podendo ter sua falha no projeto ou na execução da viga. Em vigas com carregamentos pontuais, normalmente as fissuras têm seu início onde a viga está apoiada e terminam na região onde a carga está sendo aplicada.

2.7.3 Fissuras devido à torção

De acordo com Marcelli (2007), quando um elemento de concreto é submetido à rotação em relação a sua seção transversal, ela está sofrendo torção. É devido a esta torção que surgem as trincas com uma inclinação de 45° em torno do elemento.

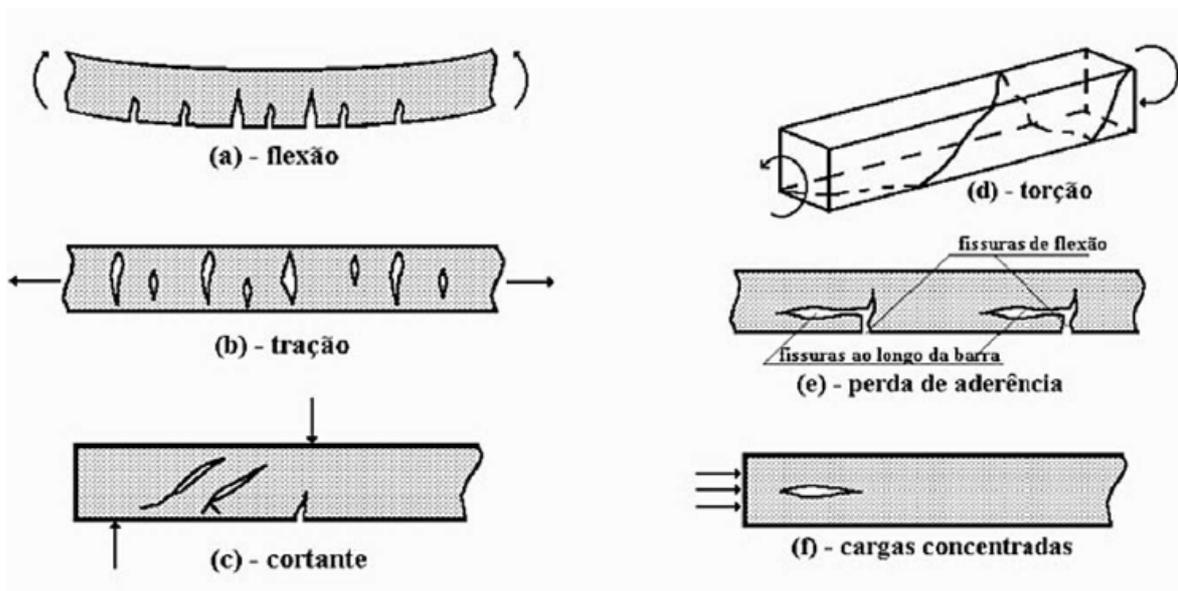
Para Helene (1992), tem como principal ocorrência em sacadas engastadas em vigas, onde há um balanço, exercendo um esforço excessivo na viga que a sustenta, isso acaba provocando um movimento de rotação no plano da seção transversal e, então, esse esforço passa a ser superior a capacidade resistente do elemento, surgem as fissuras características de torção.

2.7.4 Fissuras devido à compressão

Segundo Marcelli (2007), são fissuras localizadas na zona comprimida e paralelas ao eixo da viga, geralmente têm como causa o esmagamento do concreto. Normalmente essa característica é típica de vigas superarmadas confeccionadas com concreto de baixa resistência, originando as trincas na zona comprimida da viga.

De acordo com Souza e Ripper (1998), fissuras provocadas por compressão são as que mais exigem atenção e rápidas providências, pois no elemento de concreto armado, o concreto que se encontra fissurado é o responsável pela absorção da maior parte dos esforços de compressão. Neste caso, uma fissura pode significar o colapso da estrutura, ou ainda, o elemento já perdeu sua capacidade de carga original e irá distribuir os esforços para os demais elementos estruturais comprometendo os mesmos. A Figura 9 demonstra alguns exemplos de fissuras causadas pelo esforço solicitante específico.

Figura 9 - Exemplos de fissuras em função do tipo de esforço solicitante



Fonte: Souza e Ripper (1998).

2.8 Técnicas de reforço estrutural

Hoje em dia já dispomos de diversos métodos para o reforço de estruturas em concreto armado, reforços esses que envolvem técnicas e principalmente materiais distintos. A escolha pelo método mais adequado é diretamente influenciada pela mão de obra que se possui, disponibilidade dos materiais no mercado e principalmente pelo conhecimento do projetista estrutural envolvido.

2.8.1 Reforço fazendo o uso de concreto armado

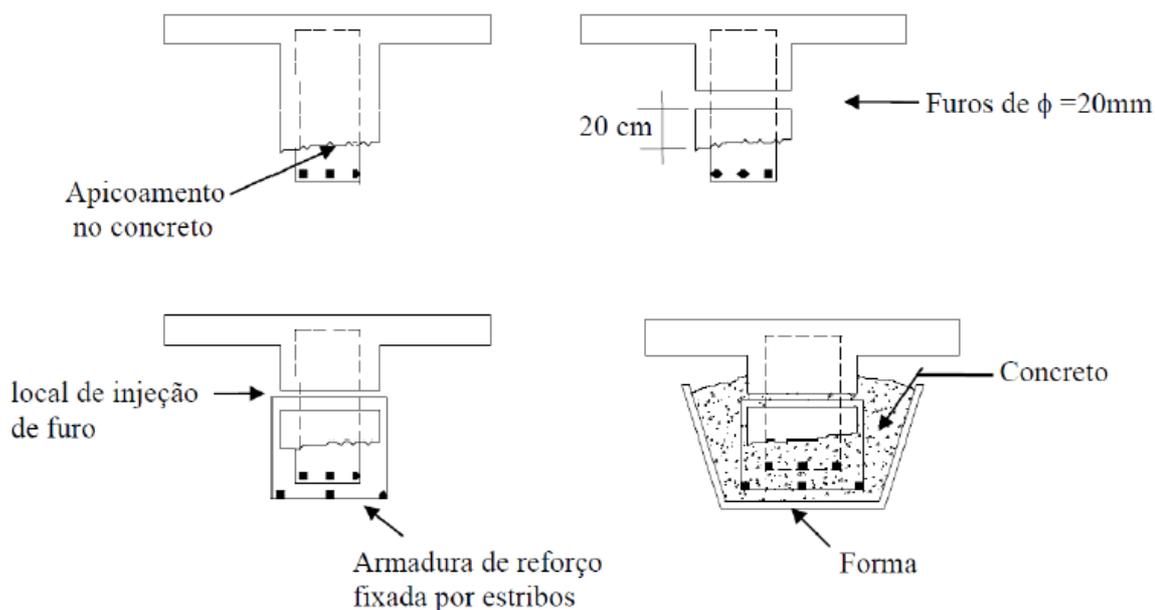
Segundo Souza (2008), para o reforço com aumento de seção ou encamisamento, é necessário que o elemento existente seja aliviado das cargas que está submetido, após isso, a técnica consiste em envolver a seção existente com concreto e armadura novos. É uma técnica muito utilizada por ter um preço mais acessível, mas sua principal desvantagem é a interferência no projeto arquitetônico. O ideal para o aumento da seção é que seja utilizado concreto de alto desempenho, pois resulta em espessuras menores não alterando significativamente as dimensões dos elementos reforçados.

Ainda de acordo com Souza (2008), a eficiência do reparo depende principalmente da boa aderência entre o concreto novo e a composição antiga e da capacidade de transferência dos esforços entre os mesmos. Para isso, alguns cuidados devem ser tomados quanto à limpeza da superfície e das armaduras antes da colocação do novo material. Esta aderência pode ser melhorada com aplicação de adesivos do tipo epóxi na superfície do concreto previamente preparado, esse adesivo apresenta excelente capacidade de adesão para colagem do concreto, além da alta resistência física.

Para Reis (2001), muitas vezes as armaduras podem apresentar corrosão sendo necessário seu tratamento, essa corrosão poderá ser removida através do processo de lixamento. Outra alternativa é o uso de pintura com primer epóxi para proteção das armaduras quando contaminadas por cloretos por exemplo. Além disso, a superfície interna deverá ter cantos arredondados para que a aderência entre as camadas de concreto seja mais eficiente, evitando regiões com tendência de fragilidade na ligação. Uma vez que a superfície do concreto e as armaduras existentes se encontrarem preparadas, são adicionadas as armaduras de reforço no elemento.

Ainda segundo Reis (2001), a armadura de reforço deverá estar bem ancorada nos apoios existentes, os estribos deverão ser dimensionados para suportar esforços cortantes e tangenciais que podem vir a gerar deslizamento entre o material do reforço e o substrato de origem. É recomendado fazer furos para a passagem dos estribos, os quais serão preenchidos com a pasta do cimento, além disso, posicionar as barras do reforço o mais próximo possível das barras existentes minimizando as distâncias entre centros de gravidade das armaduras longitudinais. Então, assim que as armaduras estiverem posicionadas, são colocadas as fôrmas para a concretagem e finalização do reforço. A Figura 10 ilustra esse procedimento.

Figura 10 - Processo de execução do reforço por aumento da seção



Fonte: Reis (2001).

2.8.2 Reforços com perfis metálicos

Também chamados de reforços com adição de armadura exterior. Faz-se a utilização de elementos metálicos fixados com adesivo epóxi e/ou chumbadores do tipo parabolt que permitirão a união do concreto e o aço. O processo de reforço se inicia com alívio das cargas na estrutura, a camada deteriorada deve ser retirada e a rugosidade superficial ampliada a fim de aumentar a aderência entre o substrato e o adesivo, além disso, deve-se atentar à umidade da região de aplicação, pois a utilização de adesivo epóxi requer que não haja elevada umidade nessa região (REIS, 2001).

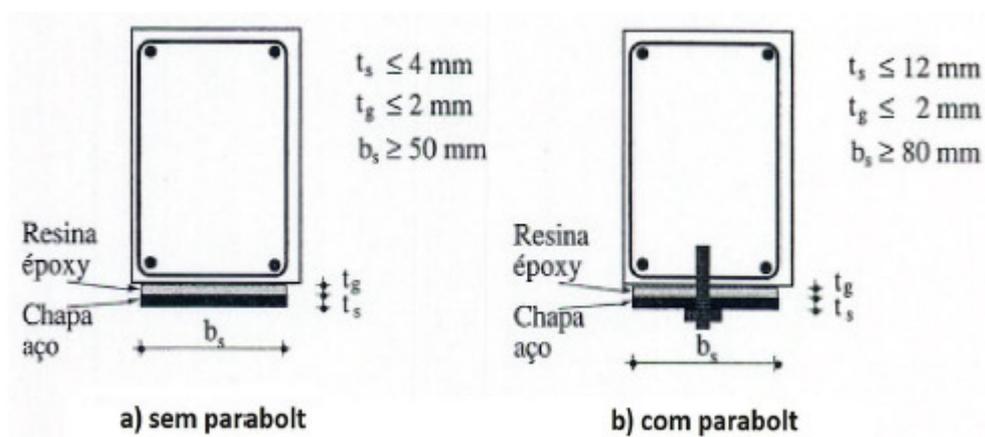
Nos casos onde é feita a utilização das chapas metálicas coladas com adesivo e ainda adição de chumbadores parabolt, as chapas são posicionadas sobre o local desejado e fixadas através da haste metálica. É feito, então, o preenchimento em torno da chapa com o adesivo epóxi, devendo ser deixados alguns furos de pequenos diâmetros espalhados pela chapa metálica para o preenchimento final com o adesivo e conseqüentemente retirada do ar aprisionado (REIS, 2001).

Para Souza (2008), esse método de reforço pode ser executado com chapas contínuas que demandam menor serviço por preparar uma maior área, ou com

chapas descontínuas para reforços pontuais. O reforço utilizando chapas de aço possui um processo de execução rápido, porém um grande problema é que as chapas impedem que sejam percebidas algumas patologias que possam vir a ocorrer no elemento, essas indicariam possíveis falhas de capacidade estrutural e/ou possíveis deteriorações das armaduras.

A Figura 11 apresenta um modelo de aplicação do reforço metálico e as possíveis maneiras de fixação para o mesmo.

Figura 11 - Modelos de reforços à flexão utilizando perfis metálicos

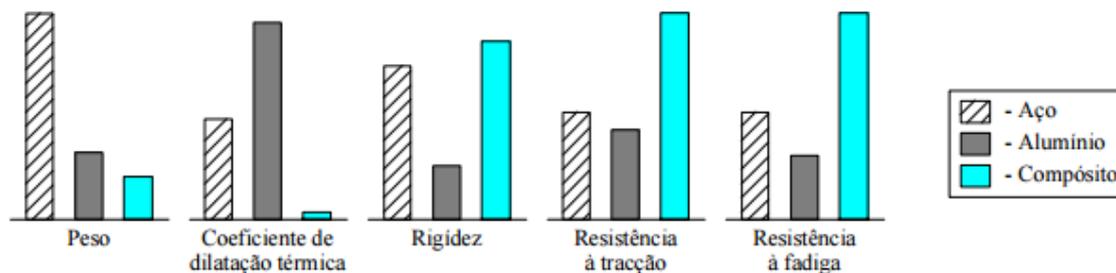


Fonte: Appleton e Gomes (1997).

2.8.3 Reforços poliméricos acrescentados de fibras

Segundo Beber (2003), dentre os diversos tipos de compósitos, os polímeros reforçados com fibras PRF têm chamado a atenção para aplicações da engenharia de estruturas. A resistência e a rigidez dos elementos compósitos dependem basicamente de sua matriz polimérica, do tipo de fibra acrescentada e da interação entre as duas. A Figura 12 demonstra as diferenças nas propriedades de algumas matérias quando comparadas ao compósito reforçado com fibras.

Figura 12 - Comparação das propriedades do aço, alumínio e o PRF



Fonte: Taily (1998) apud Juvandes (2002).

De acordo com Beber (2003), a construção civil é uma das áreas que mais se interessa por estudos com os PRF, destacando-se o Japão, interessado na pré-fabricação do material voltado para reforços aos sismos; a América do Norte, voltada para soluções de problemas de durabilidade e a Europa, principalmente preocupada com a necessidade de preservar seus patrimônios históricos.

2.8.3.1 Compósitos reforçados com fibras de carbono

Segundo Juvandes (2002), os sistemas usando reforços com fibras de carbono são os mais efetivos às exigências estruturais, pois além de maior resistência à tração e à compressão, o módulo de elasticidade é muito próximo ao do aço. As fibras de carbono são predominantemente utilizadas, pois apresentam alta resistência, baixo peso e elevado módulo de elasticidade, variando entre 200 e 500 GPa, com resistências entre 1500 e 5000 MPa.

Ainda segundo Juvandes (2002), os compósitos poliméricos reforçados com fibras de carbono podem ser produzidos em forma de laminados, tecidos ou mantas. Destacam-se por permitir uma menor interferência arquitetônica, com relação às dimensões dos elementos e maior relação entre ganho de resistência e peso próprio. Os reforços com mantas ou tecidos devem ser sobrepostos sob um adesivo epóxi previamente aplicado sob uma superfície preparada. A condição ideal para esta superfície é de que seja extremamente lisa, para isso, pode ser utilizada a imprimação no substrato através do primer, melhorando a propriedade adesiva da superfície e eliminando pequenas irregularidades. Com a superfície devidamente preparada, aplica-se o adesivo de colagem e o compósito reforçado com fibras de

carbono, seguido de uma última camada de adesivo com finalidade de proteger o compósito.

Garcez (2007, p. 68) destaca algumas razões que fazem das fibras de carbono uma das melhores opções para formação de compósitos estruturais de reforço:

- Possuem uma elevada razão resistência/peso, podendo ser cinco vezes mais leve que o aço, com resistência a tração oito a dez vezes mais altas;
- Apresentam o mais alto módulo de elasticidade específico e resistência à tração mais alta dentre as fibras utilizadas para produção dos compósitos reforçados, desta forma, proporcionam grande rigidez ao sistema tornando-se uma opção adequada para estruturas sensíveis a incrementos de peso e flexão;
- Seu comportamento à fadiga pode ser considerado excelente, fato que pode ser fundamental em aplicações com cargas cíclicas;
- Não são afetadas por solventes, ácidos e bases, a temperatura ambiente. Quando submetidas a elevadas temperaturas são capazes de manter seu módulo de elasticidade e resistência à tração, entretanto podem se oxidar e acabar se degradando;
- São imunes à corrosão, podendo ser aplicadas em ambientes marinhos sem prejudicar a durabilidade do sistema.
- Seu coeficiente de expansão térmica é baixo, aproximadamente zero na direção longitudinal das fibras.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental do presente trabalho compreende a investigação e comportamento de vigas em concreto armado, de seção retangular mais comumente utilizada, recuperadas com compósitos de fibra de carbono. O trabalho prático foi inteiramente desenvolvido na própria instituição, mas, como a mesma não possui todos os equipamentos específicos, além do desenvolvimento dos elementos para o ensaio foi necessário criar um método para a realização do mesmo.

O trabalho visa, fundamentalmente, ser proveitoso para o reforço e/ou reparo de vigas que durante sua vida útil apresentam problemas estruturais, por isso os métodos de ensaio propostos foram os mais próximos de casos encontrados em situações reais.

O programa experimental foi dividido em quatro etapas, conforme Figura 13. A primeira etapa compreende a descrição dos materiais empregados na pesquisa; na segunda etapa o dimensionamento das vigas de concreto; a terceira etapa é para a descrição da dosagem e procedimento de moldagem e, por fim, a quarta etapa na realização dos ensaios e análise do reforço estrutural.

Figura 13 - Fluxograma das etapas do Programa Experimental



Fonte: Do Autor (2017).

3.1 Estratégia experimental

Como estratégia de pesquisa, o princípio é de efetuar ensaios correspondentes à realidade realizados dentro da própria instituição. Foi ensaiado um total de 12 corpos de prova prismáticos, contendo seção transversal de 10 x 15 cm e comprimento definido em 100 cm, as mesmas foram separadas em três grupos distintos, Grupo A, Grupo B e Grupo C.

O Grupo A é composto por 6 corpos de prova de referência, sem adição do reforço. Nesse grupo foram confeccionadas 3 vigas de referência para os ensaios de flexão e outras 3 para os ensaios de cisalhamento.

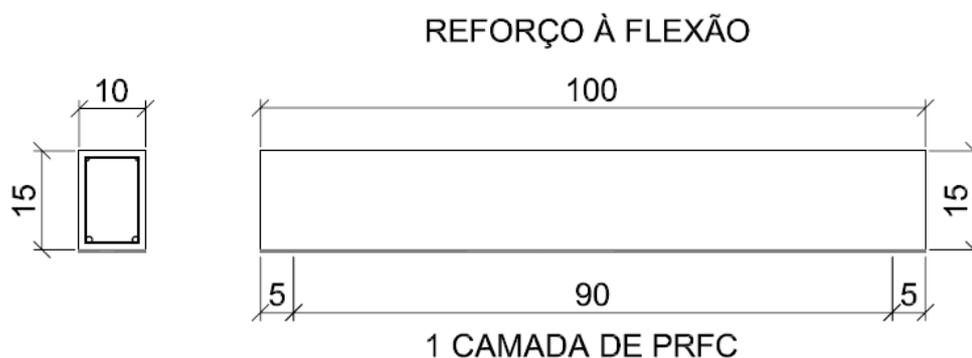
O Grupo B, reforçado à flexão, é composto por 3 corpos de prova, sendo esses reforçados com uma camada de fibra de carbono na face inferior da viga, local esse com maior efetividade no combate ao esforço gerado pelo momento positivo.

E o Grupo C, reforçado ao cisalhamento, é composto por mais 3 corpos de prova, sendo eles com as faixas de fibra aplicadas apenas em suas laterais, fazendo

a mesma função da armadura transversal, os estribos, no combate ao esforço de corte.

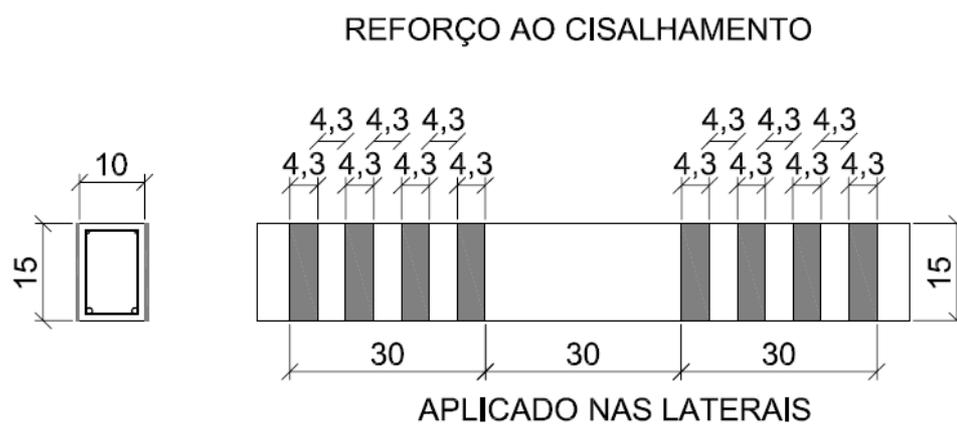
As Figuras 14 e 15 ilustram como foram realizados os reforços nas vigas, tanto para flexão quanto para o cisalhamento.

Figura 14 - Ilustração do elemento reforçado à flexão



Fonte: Do Autor (2017).

Figura 15 - Ilustração do elemento reforçado ao cisalhamento



Fonte: Do Autor (2017).

3.2 Materiais

Neste item é descrito todos os materiais que foram utilizados para a pesquisa na produção e reforço das vigas.

3.2.1 Cimento

No trabalho, o aglomerante utilizado foi o cimento Portland com alta resistência inicial (CP V ARI), este cimento é utilizado quando demandamos de pouco tempo de cura, com necessidade de ganho de resistência em períodos reduzidos. O aglomerante foi escolhido por suas características de desempenho e disponibilidade no mercado, é muito utilizado principalmente por empresas de pré-fabricados. Na Tabela 3 encontram-se as características do cimento utilizado na pesquisa de acordo com o fabricante e atendida pela NBR 5733 Cimento Portland de Alta Resistência Inicial.

Tabela 3 - Características do Cimento CP V

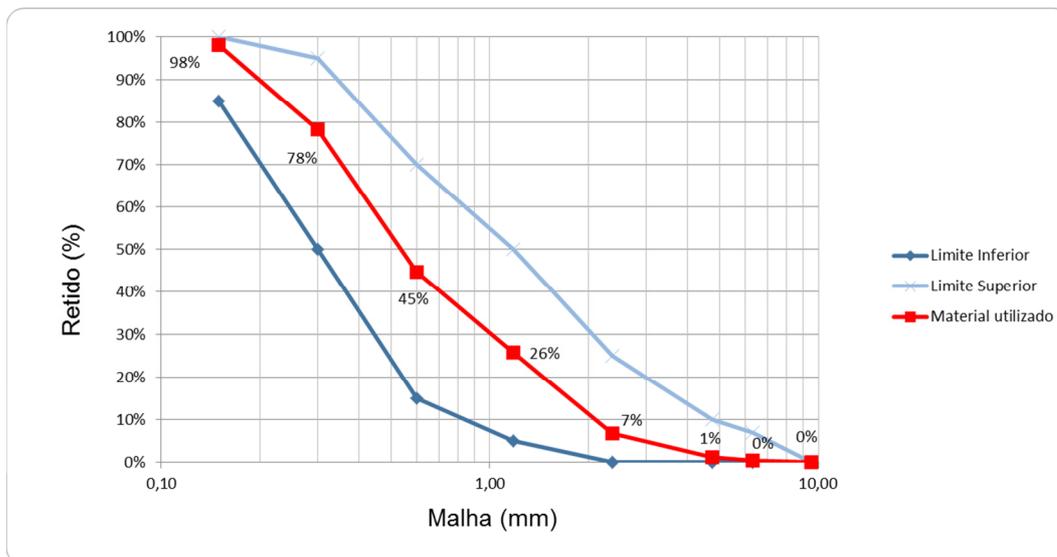
Características físicas e mecânicas CP V ARI			
Propriedades		Unidade	Classe 25
Finura (75 um)		%	≤ 6,0
Tempo início de pega		hora	≤ 1
Expansabilidade		mm	≤ 5
Resistência	1 dias	Mpa	≥ 14,0
	3 dias	Mpa	≥ 24,0
	7 dias	Mpa	≥ 34,0

Fonte: NBR 5733 (1991) adaptado pelo autor.

3.2.2 Areia

A areia que foi utilizada é oriunda de jazidas do Rio Taquari, de base quartzítica, do tipo areia grossa com dimensão máxima característica de 4,75 mm. Essa dimensão, uma das principais características, foi definida com relação à água da mistura, pressupondo que quão mais fina for, maior deve ser a quantidade de água utilizada. A figura 16 apresenta a curva granulométrica do material utilizado.

Figura 16 – Gráfico com a curva granulométrica da areia

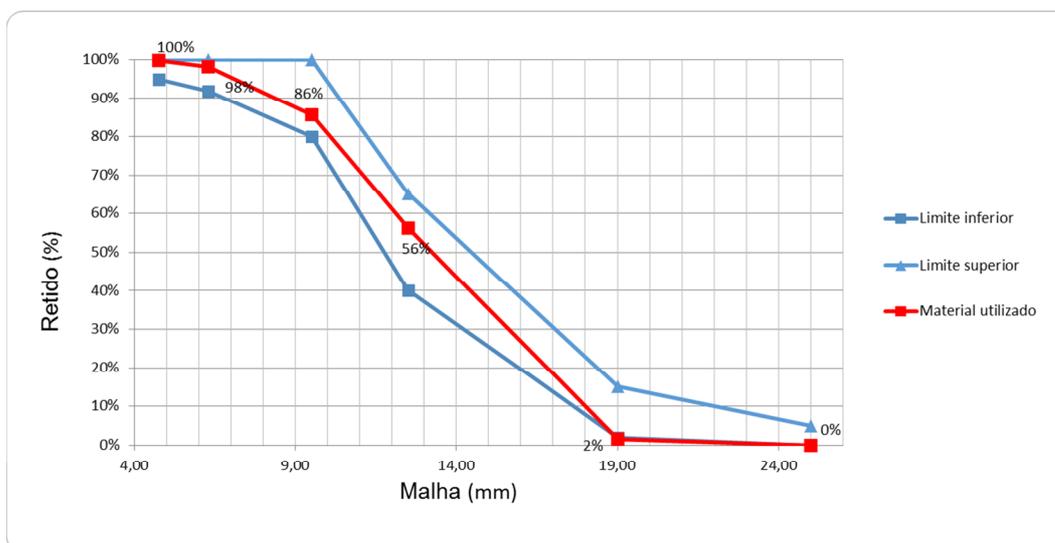


Fonte: Do Autor (2017).

3.2.3 Brita

O agregado graúdo utilizado foi do tipo pedra basáltica britada, número 1, ou seja, com dimensão máxima característica de 19 mm. Segundo a NBR 6118 (2014), a dimensão máxima dos agregados não pode superar em 20% a espessura do cobrimento da peça ($d_{max} \leq 1,2c_{ob}$), logo, foi adotado cobrimento igual a 20 mm $19 \leq 24$, validando a relação. A figura 17 apresenta a curva granulométrica do material utilizado.

Figura 17 – Gráfico com a curva granulométrica da brita



Fonte: Do Autor (2017).

3.2.4 Aço

As barras de aço utilizadas para o trabalho foram do tipo A, fabricado pelo processo de laminação a quente, sem posterior deformação a frio, com bitolas maiores ou iguais a 5 mm. De classe CA 50 e CA 60, ou seja, com resistência à tração variando de 500 a 600 MPa. Seu módulo de elasticidade pode ser admitido em 210.000 MPa. A Tabela 4 apresenta as características específicas por bitola conforme dados do fabricante.

Tabela 4 - Características do aço

	Diâmetro Nominal (mm)	Propriedades do aço		
		Massa (Kg/m)	Resistência à tração (Mpa)	Diâmetro do pino para dobra (mm)
CA-60	4,2	0,109	600	5xDN
	5,0	0,154		
	6,0	0,222		
	8,0	0,395		
CA-50	10,0	0,617	500	3xDN
	12,5	0,963		
	16,0	1,578		

Fonte: Disponível em: www.gerdau.com/br/pt/produtos/vergalhao-gerdau. Adaptado pelo autor.

3.2.5 Polímero reforçado com fibras de carbono

Para a realização do reforço, foi utilizado o sistema de reforço curado in situ do tipo tecido flexível bidirecional, um sistema que demanda preparação e aplicação no local. O sistema denominado CCS 200 é produzido pela Texiglass. As principais propriedades do material são apresentadas na Tabela 5, conforme especificação do fornecedor.

Tabela 5 - Características do tecido de fibra de carbono

CCS 200		
Característica	Especificação	Unidade
Gramatura	200	g/m ²
Espessura	0,29	mm
Resistência de tração	4500	MPa
Módulo de elasticidade	240	GPa

Fonte: Disponível em: <http://texiglass.com.br/tecidos-para-construcao-civil/>. Adaptado pelo autor.

3.3 Dimensionamento dos elementos

Quanto ao dimensionamento das armaduras, os corpos de prova ensaiados à flexão tiveram taxa de armadura longitudinal mínima, calculada em conformidade com a norma em vigor, já sua armadura transversal foi superdimensionada, isso para evitar a influência de outros esforços em sua ruptura.

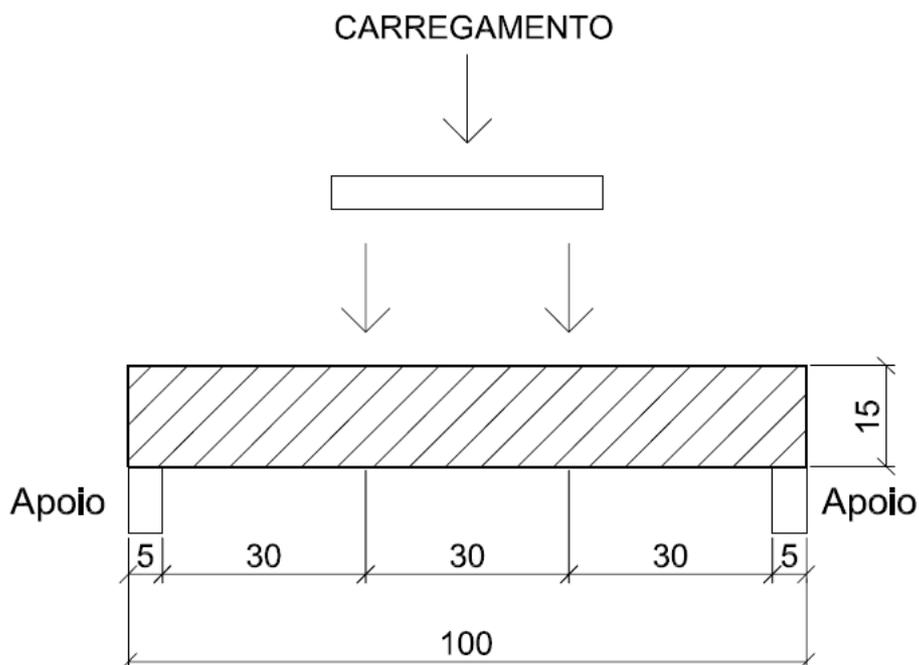
Os corpos de prova ensaiados ao cisalhamento seguiram o mesmo raciocínio, tiveram armadura transversal mínima e armadura longitudinal superdimensionada. Além disso, cabe ressaltar que o dimensionamento das vigas foi feito sem considerar coeficientes de segurança para os carregamentos e realizado com base nas propriedades reais dos materiais.

3.3.1 Dimensionamento da armadura à flexão

Para a concepção estrutural, foi adotado um elemento simplesmente apoiado em suas extremidades, com apoios que permitiam os deslocamentos horizontais e verticais, impedindo a transferência de carga para o equipamento de ensaio. E com

relação ao carregamento, foram aplicadas duas cargas pontuais distanciadas 15 cm do centro do elemento, caracterizado como ensaio de quatro pontos. A Figura 18 faz a demonstração de como foi realizado o ensaio.

Figura 18 - Ilustração da aplicação de carga no elemento



Fonte: Do Autor (2017).

Para determinar o carregamento necessário e posterior dimensionamento das armaduras, foi priorizado trabalhar próximo aos limites dos domínios de deformação 2-3, onde a seção resistente passa de ser subarmada, domínio 2 e acaba trabalhando com o aço tracionado e o concreto comprimido, domínio 3, quando a ruptura do concreto ocorre simultaneamente com o escoamento das armaduras. Segundo Chust e Filho (2015), é a situação ideal para trabalhar com o concreto armado, pois o conjunto atinge sua capacidade resistente máxima e são aproveitados integralmente.

O dimensionamento parte das seguintes informações quando se trata de características dos materiais:

- Seção: 10x15 cm, dimensões adotadas a partir das características do aparelho de ensaio, no qual há uma limitação na altura livre de ensaio, e também determinações da NBR 6118 (2014), onde a largura mínima pode ser 10 cm, em

casos excepcionais que não ocorram interseção de armaduras e que os cobrimentos lá definidos sejam respeitados com rigor;

- Cobrimento: 20 mm, adotado a partir das determinações da NBR 6118 (2014), onde deve-se considerar um cobrimento nominal mínimo de 25 mm. Mas quando houver um controle adequado na execução dos elementos, é permitido a redução dos cobrimentos nominais em 5 mm.

- Fck: 25 Mpa, determinado pela NBR 6118 (2014) como uma das resistências mínimas para ser caracterizado como concreto estrutural;

- Aço: CA-50, ou seja, 500 Mpa;

Conhecendo essas condicionantes, é possível realizar o dimensionamento do elemento.

Para trabalharmos com a linha neutra no limite dos domínios 2-3, foi utilizada a equação 01:

Equação 01: $x = 0,259 \cdot d$. donde:

x = Altura da linha neutra na seção resistente;

d = Altura útil, entre o centro de gravidade da armadura longitudinal e a face comprimida do elemento estrutural;

$d = 0,12$ m considerando: cobrimento de 20 mm, estribo de 5 mm e longitudinal de 10 mm.

Logo:

$$x = 0,259 \times 0,12$$

$$x = 0,031 \text{ m adotado } 0,03 \text{ m}$$

Para a verificação do momento resistente de cálculo, foi utilizada a equação 02:

Equação 02: $M_d = (0,68 \cdot x \cdot d - 0,272 \cdot x^2) \cdot b \cdot w \cdot f_{cd}$ onde:

b_w = Largura da seção transversal;

f_{cd} = Resistência de cálculo do concreto à compressão;

$$f_{cd} = f_{ck} \div 1,4$$

$$f_{cd} = 17.857,14 \text{ KN/m}^2$$

Logo:

$$M_d = (0,68 \times 0,03 \times 0,12 - 0,272 \times 0,03^2) \times 0,1 \times 17.857,14$$

$$M_d = 3,93 \text{ KN.m}$$

Para a determinação da área de aço na seção, foi utilizada a equação 03:

Equação 03: $A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4x)}$ onde:

f_{yd} = Resistência de cálculo do aço;

$$f_{yd} = f_{yk} \div 1,15$$

$$f_{yd} = 434.782,60 \text{ KN/m}^2$$

Logo:

$$A_s = \frac{3,93}{434.782,60 \times (0,12 - 0,4 \times 0,03)}$$

$$A_s = 0,000084 \text{ m}^2 \text{ ou } 0,84 \text{ cm}^2$$

Adota-se 2ø8 mm $A_s = 1,00 \text{ cm}^2$ na região tracionada do elemento.

Ainda, segundo a NBR 6118 (2014), a taxa mínima da armadura de flexão para vigas com formato retangular e concreto classe C-25 não pode ser inferior a 0,15% da sua área transversal. E a taxa máxima, não pode exceder os 4% sua área transversal de concreto. Contudo, para o ensaio de flexão foi utilizado como armadura principal duas barras de 8 mm, conforme apresenta o dimensionamento, já para o ensaio de cisalhamento, onde a armadura longitudinal é superdimensionada, foram utilizadas duas barras de 10 mm.

Para estimativa das cargas pontuais aplicadas pelo aparelho de ensaio, foi utilizada a equação 04:

Equação 04: $M = q \cdot l$ onde:

q = Carga aplicada;

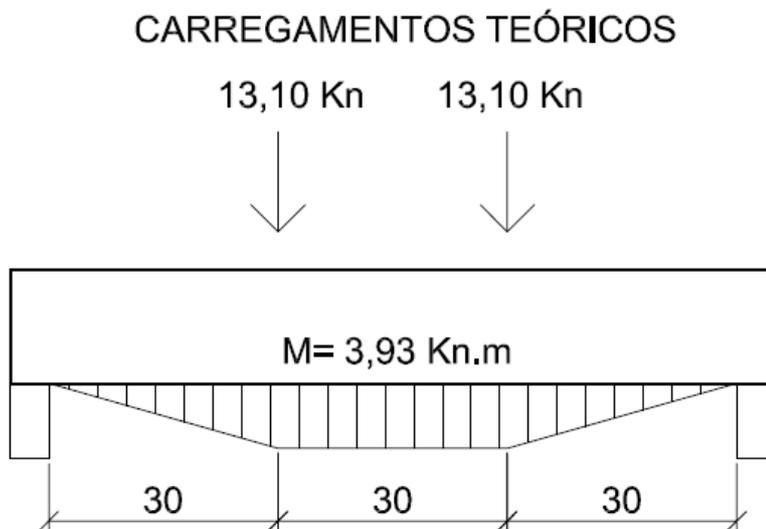
l = Distância do carregamento até o apoio;

Logo:

$$3,93 = q \times 0,3$$

$$q = 13,10 \text{ KN}$$

Figura 19 - Ilustração dos carregamentos teóricos no limite do domínio 2-3



Fonte: Do Autor (2017).

3.3.2 Dimensionamento da armadura ao cisalhamento

Sabendo que a força cortante solicitante V_{sd} é de 13,10 KN e conhecendo as demais informações já apresentadas, foi definido como método de cálculo o modelo de dimensionamento I, de acordo com a NBR 61818 (2014), onde se admite que as diagonais comprimidas são inclinadas a 45 graus em relação ao longitudinal do elemento estrutural.

Para a verificação das bielas comprimidas de concreto, foi utilizada a equação 05:

Equação 05: $V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$ onde:

V_{rd2} = Esforço cortante relativo à ruína das diagonais comprimidas;

α_v = Ângulo de inclinação da armadura transversal, quando à $90^\circ = 1 - \left(\frac{f_{ck}}{250}\right)$;

Logo:

$$V_{rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times 17.857,14 \times 0,1 \times 0,12$$

$$V_{rd2} = 52,07 \text{ KN}$$

Portanto, $V_{sd} \leq V_{rd2}$, não há perigo de esmagamento das bielas comprimidas.

Para determinar a força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de uma treliça, foi utilizada a equação 06:

Equação 06: $V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ onde:

f_{ctd} = Resistência de cálculo do concreto ao cisalhamento, dado por $0,15 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$;

Logo:

$$V_c = 0,6 \times \left(0,15 \times 25^{\frac{2}{3}}\right) \times 0,1 \times 0,12$$

$$V_c = 9,23 \text{ KN}$$

Para determinar a parcela da força cortante resistida pela armadura transversal, foi utilizada a equação 07:

Equação 07: $V_{sw} = V_{sd} - V_c$

Logo:

$$V_{sw} = 13,10 - 9,23$$

$$V_{sw} = 3,87 \text{ KN}$$

Para determinar o espaçamento dos estribos, foi utilizada a equação 08:

Equação 08: $V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd}$ onde:

A_{sw} = Área de aço da armadura transversal, foram adotados estribos de dois ramos com diâmetro de 5mm aço do tipo CA-60, onde:

f_{yd} = Resistência de cálculo do aço;

$$f_{yd} = f_{yk} \div 1,15$$

$$f_{yd} = 521.739,13 \text{ KN/m}^2$$

Logo:

$$3,87 = \left(\frac{2 \times 0,000019}{s}\right) \times 0,9 \times 0,12 \times 521.739,13$$

$$s = 0,55 \text{ m ou } 55 \text{ cm}$$

Segundo a NBR 6118 (2014), o espaçamento mínimo deve ser suficiente para permitir a passagem do vibrador, garantindo sua funcionalidade e, conseqüentemente, a qualidade do concreto. Para o caso analisado foi definido em 5 cm. Já o espaçamento máximo entre estribos deve atender a uma expressão matemática.

Para determinar o espaçamento máximo entre estribos, foi utilizada a equação 09:

Equação 09: $V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{rd2}$ utilizar $0,6 \cdot d \leq 300 \text{ mm}$

Logo:

$$0,6 \times 120 \leq 300$$

$$s_{m\acute{a}x} = 72 \text{ mm ou } 7 \text{ cm}$$

Ainda de acordo com a NBR 6118 (2014), no caso de vigas deve-se respeitar uma armadura transversal mínima, formada por estribos dispostos em toda a extensão do elemento estrutural.

Para determinar a taxa geométrica mínima de armadura transversal, foi utilizada a equação 10:

Equação 10: $p_{sw \text{ mín}} = 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ onde:

f_{yk} = Resistência característica do aço;

f_{ctm} = Resistência média à tração do concreto, dada por $0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$;

Logo:

$$p_{sw \text{ mín}} = 0,2 \times \frac{0,3 \times \sqrt[3]{25^2}}{600}$$

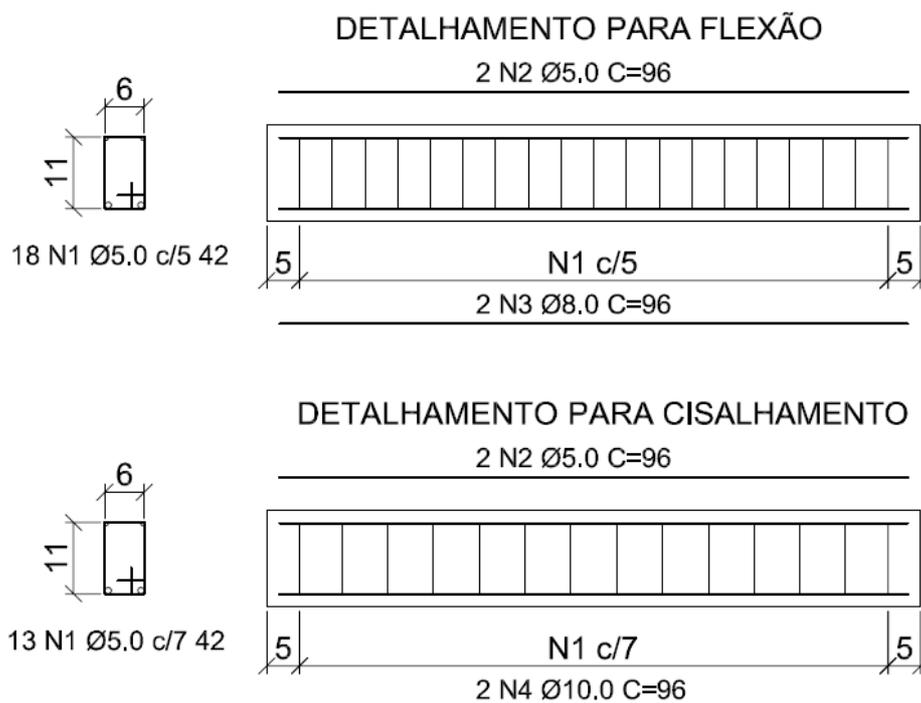
$$p_{sw \text{ mín}} = 0,00085$$

Quando multiplicado pela área da seção, proporciona 0,13 cm² de aço, os valores adotados para o dimensionamento utilizando estribos de 5 mm com dois ramos propiciam 0,39 cm², o que valida a relação.

Então, para o ensaio de cisalhamento, conforme apresenta o dimensionamento, serão utilizados estribos simples de dois ramos com diâmetro de 5 mm e espaçados a cada 7 cm; já para o ensaio de flexão, onde a armadura transversal deverá ser superdimensionada, será utilizado o mesmo estribo mas com espaçamento mínimo, definido em 5 cm.

A Figura 20 ilustra o detalhamento adotado para os elementos estruturais que serão ensaiados ao final do trabalho.

Figura 20 - Ilustração do detalhamento das armaduras



Fonte: Do Autor (2017).

3.4 Processo e dosagem

O concreto utilizado para a confecção dos corpos de prova foi do tipo convencional, dosado em laboratório sem a incorporação de qualquer tipo de aditivo. Foi utilizado um concreto estrutural, com F_{ck} de 25 Mpa, segundo a NBR 6118 (2014) para estruturas de concreto armado, poderá ser utilizado um concreto, classe C20, ou superior, quando utilizado juntamente com armadura passiva.

O traço, definido a partir da literatura, que tem por característica o ganho da resistência estabelecida em um período de apenas 7 dias, é de 1: 2,59: 2,71 em massa, ou seja, para cada 1 Kg de cimento foi utilizado 2,59 Kg de agregado miúdo e 2,71 Kg de agregado graúdo. De acordo com Barboza e Bastos (2008), para atingirmos a resistência desejada é de fundamental importância atentar ao teor de água cimento, para o caso especificamente, o teor ideal de a/c é de 0,59.

A mistura foi executada mecanicamente através de uma betoneira de queda livre e eixo inclinado com capacidade máxima de 250 litros ou $0,25 \text{ m}^3$, com isso, planejou-se preparar a concretagem final de $0,18 \text{ m}^3$ em duas etapas, já prevendo a dificuldade de operar a máquina quase em seu limite de capacidade.

É importante salientar que para garantir a veracidade dos resultados obtidos nos ensaios principais, foram realizados alguns ensaios de resistência variando as dosagens para obter a resistência adequada no período estipulado. De acordo com o laudo número 1518/17 emitido no dia 22/09/2017, os CP's nomeados como traço 3, obtiverão 25,4 MPa aos 7 dias, resistência essa ideal para a execução do trabalho. A Figura 21 apresenta os corpos de prova moldados para a definição do traço mais adequado.

Figura 21 – Traços testados



Fonte: Do Autor (2017).

3.4.1 Execução dos elementos

As fôrmas utilizadas para a moldagem dos corpos de prova foram confeccionadas no local, fazendo-se uso do compensado resinado para evitar as imperfeições, além disso, para uma melhor fixação entre a união das peças, foram utilizados parafusos do tipo philips. As dimensões internas das mesmas foram rigorosamente respeitadas, definidas para o trabalho em 100 x 15 x 10 cm, com isso evitou-se retrabalhos com o processo de retificação dos corpos de prova e também na influência da distribuição de cargas no ensaio de carregamento. A Figura 22 apresenta as fôrmas confeccionadas in loco.

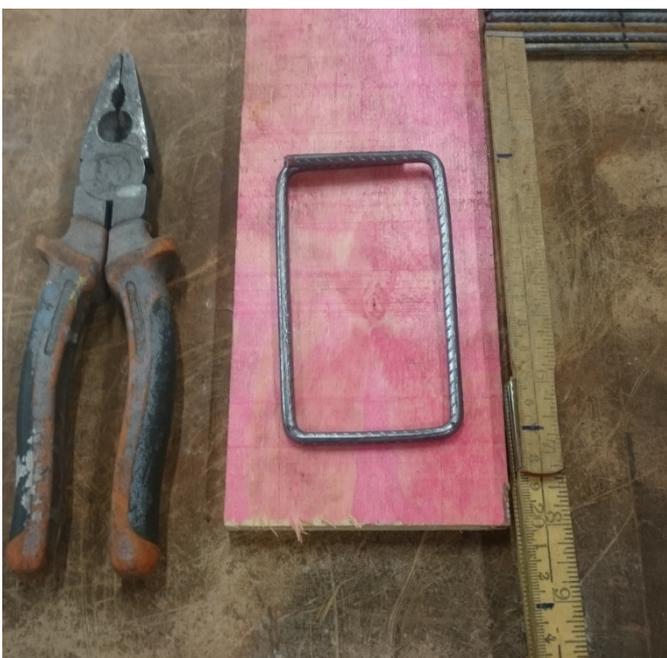
Figura 22 – Fôrmas de MDF resinado



Fonte: Do Autor (2017).

O corte e dobra da ferragem foi realizado na própria instituição, seguindo o estudo e dimensionamento antes realizado. O corte foi realizado com auxílio de uma máquina de corte de vergalhões manual e a dobra realizada com a assistência de uma morsa de bancada. A Figura 23 demonstra a dobra realizada em um dos estribos, onde atendeu-se com precisão suas dimensões.

Figura 23 – Estribo finalizado



Fonte: Do Autor (2017).

A Figura 24 exibe as armaduras montadas e separadas conforme sua característica estrutural, armaduras de flexão simples e de cisalhamento.

Figura 24 – Armaduras finalizadas



Fonte: Do Autor (2017).

Antes de cada concretagem, conferiu-se a real vedação de cada sistema de fôrmas para evitar a perda da nata de cimento e, após, foi aplicado uma camada de desmoldante para facilitar a desfôrma dos elementos.

O lançamento do concreto foi realizado em uma única etapa para cada elemento. No intervalo de cada lançamento realizou-se o adensamento fazendo o uso de um vibrador por imersão. O processo foi executado de forma a homogeneizar a mistura conforme apresenta a Figura 25.

Figura 25 – Adensamento do concreto com vibrador elétrico



Fonte: Do Autor (2017).

A Figura 26 apresenta alguns dos elementos já concretados e que já receberam acabamento, prontos para o processo de cura.

Figura 26 – Vigas concretadas e acabadas



Fonte: Do Autor (2017).

A cura do tipo úmida foi realizada em uma câmara com controle de umidade localizada no próprio laboratório de tecnologias da construção (LATEC) e se estendeu até o sétimo dia de idade.

3.5 Ensaios mecânicos

Desde o início, o desenvolvimento deste trabalho buscou contribuir para conhecimento da técnica de recuperação estrutural em vigas de concreto armado. Subentende-se que o valor de uma análise experimental está associado à qualidade de informações obtidas e da aplicação do conhecimento teórico nas avaliações práticas.

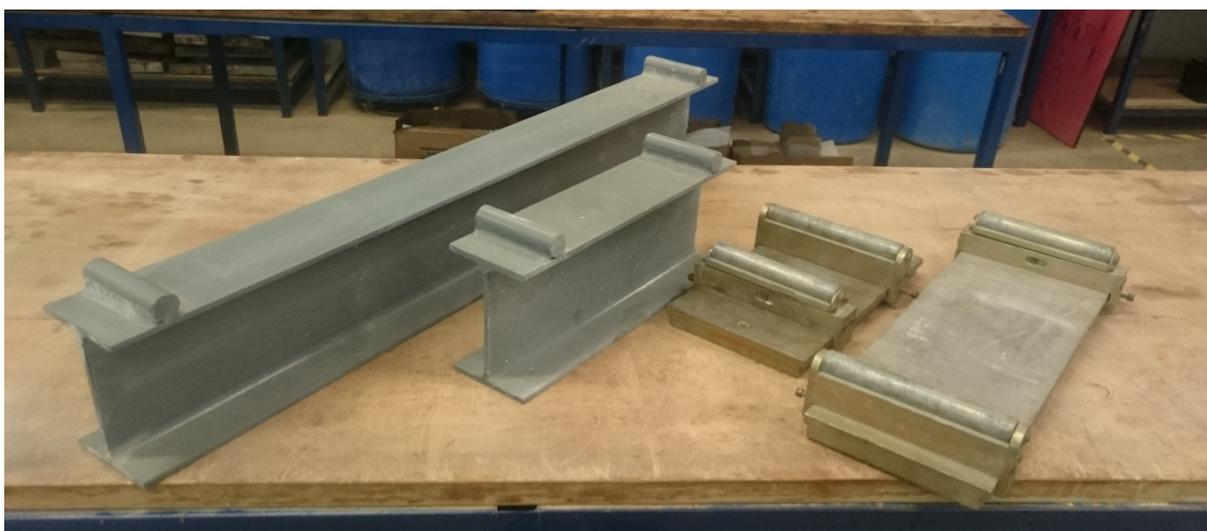
Por isso, determinou-se que os ensaios mecânicos deveriam ser realizados na própria instituição. Como a mesma não possui um aparelho de ensaios específico para a situação estudada, foram projetados suportes metálicos para ampliar a

capacidade dimensional do ensaio de quatro pontos executados na prensa de compressão Emic 200PLUS.

Para isso, além do projeto dos suportes metálicos foi estudado o ensaio de quatro pontos de forma a não alterar suas características principais, que, segundo a NBR 12142 (2010), o vão entre apoios inferiores deve ter dimensão “L”, o vão entre apoios superiores “L/3”, a carga deve ser aplicada no terço médio do vão, contendo um anel de aplicação de carga rotulado e os apoios que permitam quaisquer deslocamentos dos corpos de prova.

A Figura 27 demonstra a ampliação dimensional projetada para os suportes metálicos da prensa de compressão Emic 200PLUS.

Figura 27 – Suportes metálicos para o ensaio de quatro pontos, tração na flexão



Fonte: Do Autor (2017).

Todas as vigas foram ensaiadas com duas cargas concentradas aplicadas no terço médio do vão, este esquema de carregamento gera um esforço cortante nos vãos de cisalhamento, próximos aos apoios, com um momento elevado sob os pontos de aplicação de carga e tendendo a zero em direção aos apoios. Segundo Beber (2003), embora esse modelo de carregamento não seja tão identificado na prática, onde são mais comuns carregamentos distribuídos, esta configuração é geralmente utilizada em ensaios, pois permite uma análise simplificada e coerente da situação.

3.5.1 Pré-carregamento

Visando desempenhar análises mais próximas da realidade e dar sentido ao objetivo principal do trabalho, que é a recuperação estrutural, os ensaios foram realizados em duas etapas.

A primeira foi constituída e denominada de pré-carregamento, onde as vigas foram submetidas a um carregamento constante até seu Estado Limite de Serviço (ELS), ou seja, até que o corpo de prova apresentou sinais visíveis de comprometimento estrutural, que para o ensaio realizado será definido como a fissuração e/ou flecha limite.

Além dos cálculos para o dimensionamento do elemento estrutural é possível identificar os limites de serviço que estimam a pré-carga.

3.5.1.1 Fissuração no ELS

Para determinar o momento máximo no estado limite de serviço, foi utilizada a equação 10:

Equação 10: $M_{els} = 1g + 0,4q$ onde:

g = Momento gerado pela carga permanente, peso próprio multiplicado pelo fator de redução de frequência;

q = Momento gerado pela carga acidental, carregamento multiplicado pelo fator de redução de frequência;

Logo:

$$M_{els} = 1 \times \left[\left((0,1 \times 0,15 \times 1 \times 25) \times \frac{0,9}{2} \right) \times 1 \right] + 0,4 \times [(13,10 \times 0,3) \times 1]$$

$$M_{els} = 1 \times (0,17 \times 1) + 0,4 \times (3,93 \times 1)$$

$$M_{els} = 1,74 \text{ Kn.m}$$

Para determinar o momento limite para que ocorra a fissuração, foi utilizada a equação 11:

Equação 11: $M = \frac{df \cdot f_{ctm} \cdot I_c}{y_t}$ onde:

df = coeficiente de forma da seção, para seção retangular 1,5;

f_{ctm} = Resistência média à tração do concreto, dada por $0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$;

I_c = Momento de inércia na seção, dado por $\frac{b \cdot h^3}{12}$;

y_t = distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada, dado por $\frac{h}{2}$;

Logo:

$$M = \frac{1,5 \times 0,3 \times \sqrt[3]{25^2} \times \frac{0,1 \times 0,15^3}{12}}{\frac{0,15}{2}}$$

$$M = 1,44 \text{ Kn.m}$$

Como $M_{els} \geq M$ de fissuração, conclui-se que o elemento irá fissurar.

Para determinar a área crítica de fissuração do elemento, foi utilizada a equação 12:

Equação 12: $A_{cri} = b \cdot (d' + 7,5\phi)$ onde:

d' = Altura restante do elemento descontando a altura útil;

Logo:

$$A_{cri} = 0,1 \times (0,03 + 7,5 \times 0,008)$$

$$A_{cri} = 0,009 \text{ m}^2 \text{ ou } 90 \text{ cm}^2$$

Para determinar a taxa crítica foi, utilizada a equação 13:

Equação 13: $\rho_i = \frac{A_s}{A_{cri}}$

Logo:

$$\rho_i = \frac{1,00}{90}$$

$$pi = 0,011$$

Para determinar a tensão na armadura, foi utilizada a equação 14:

Equação 14: $Tsi = \frac{fyd}{1,4} \cdot \frac{1g+0,4q}{g+q}$ onde:

f_{yd} = Resistência de cálculo do aço;

$$Tsi = \frac{434.782,60}{1,4} \times \frac{1 \times 0,17 + 0,4 \times 3,93}{0,17 + 3,93}$$

$$Tsi = 131.949,70 \text{ Kn/m}^2$$

Para dimensionar a abertura das fissuras, foi utilizada a equação 15 e equação 16:

Equação 15: $W' = \frac{\emptyset}{12,5 \cdot n1} \cdot \frac{Tsi}{Esi} \cdot \frac{3 \cdot Tsi}{fctm}$ onde:

\emptyset = Diâmetro da armadura longitudinal, que deve entrar em unidade de milímetros;

$n1$ = Coeficiente de conformação superficial, para armadura nervurada igual a 2,25;

Esi = Módulo de elasticidade do aço, igual a 210.000 Mpa ou 210.000.000 KN/m²;

Logo:

$$W' = \frac{8}{12,5 \times 2,25} \times \frac{131.949,70}{210.000.000} \times \frac{3 \times 131.949,70}{0,3 \times \sqrt[3]{25000^2}}$$

$$W' = 0,3 \text{ mm}$$

Equação 16: $W'' = \frac{\emptyset}{12,5 \cdot n1} \cdot \frac{Tsi}{Esi} \cdot \left(\frac{4}{pi} + 45\right)$

Logo:

$$W'' = \frac{8}{12,5 \times 2,25} \times \frac{131.949,70}{210.000.000} \times \left(\frac{4}{0,011} + 45\right)$$

$$W'' = 0,1 \text{ mm}$$

Deve ser adotada a menor fissura entre as calculadas, logo a menor delas e que ocorrerá mais cedo é 0,1 mm, localizada na área crítica de fissuração. É importante salientar que segundo a NBR 6118 (2014), para classe de agressividade baixa a fissuração não pode exceder 0,4 mm.

3.5.1.2 Deformação no ELS

Para determinar o módulo de elasticidade secante do concreto, foi utilizada a equação 17:

$$\text{Equação 17: } E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

Logo:

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{25}$$

$$E_{cs} = 23.800 \text{ Mpa ou } 23.800.000 \text{ Kn/m}^2$$

Para determinar a relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto, foi utilizada a equação 18:

$$\text{Equação 18: } \vartheta = \frac{E_s}{E_{cs}}$$

Logo:

$$\vartheta = \frac{210.000}{23.800}$$

$$\vartheta = 8,82$$

Para determinar a posição da linha neutra no estado limite de serviço, foi utilizada a equação 19:

$$\text{Equação 19: } x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \text{ onde:}$$

a = Primeira variável da equação de bhaskara, dada por $a = \frac{bw}{2}$;

b = Segunda variável da equação de bhaskara, dada por $b = \vartheta \cdot A_s$;

c = Terceira variável da equação de bhaskara, dada por $c = -d' \cdot \vartheta \cdot A_s$;

$$x = \frac{-(8,82 \times 1,00) \pm \sqrt{(8,82 \times 1,00)^2 - 4 \times \left(\frac{10}{2}\right) \times (-3 \times 8,82 \times 1,00)}}{2 \times \left(\frac{10}{2}\right)}$$

$$x = \frac{-8,82 \pm 24,63}{10}$$

$$x' = 1,58 \text{ cm}$$

Para determinar a inércia do elemento no estado limite de serviço, foi utilizada a equação 20:

$$\text{Equação 20: } I'' = \frac{bw \cdot x'^2}{3} + As \cdot \rho \cdot (d - x')^2$$

$$I'' = \frac{10 \times 1,58^2}{3} + 1,00 \times 8,82 \times (12 - 1,58)^2$$

$$I'' = 966 \text{ cm}^4 \text{ ou } 0,00001 \text{ m}^4$$

Para determinar a inércia equivalente do elemento, foi utilizada a equação 21:

$$\text{Equação 21: } EI_q = Ecs \cdot \left(\frac{M}{M_{els}}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M}{M_{els}}\right)^3\right] \cdot I'' \text{ onde:}$$

M = Momento limite de fissuração;

M_{els} = Momento máximo no ELS;

I_c = Momento de inércia na seção, dado por $\frac{b \cdot h^3}{12}$;

Logo:

$$EI_q = 23.800.000 \times \left(\frac{1,44}{1,74}\right)^3 \times \frac{0,1 \times 0,15^3}{12} + \left[1 - \left(\frac{1,44}{1,74}\right)^3\right] \times 0,00001$$

$$EI_q = 379,41 \text{ Kn} \cdot \text{m}^2$$

Para determinar a flecha imediata que ocorrerá no estado limite de serviço, foi utilizada a equação 22:

$$\text{Equação 22: } f_i = \frac{\beta \cdot M_{els} \cdot l^2}{EI_q} \text{ onde:}$$

β = Coeficiente de condição dos apoios, dado por $\frac{1}{4} \cdot \left[3 - 4 \cdot \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right]$ onde:

a = Distância da carga concentrada até o apoio;

l = Vão livre de carregamento;

Logo:

$$f_i = \frac{\frac{1}{4} \times \left[3 - 4 \times \left(\frac{0,3}{0,9} \right)^2 \right] \times 1,74 \times 0,9^2}{379,41}$$

$$f_i = 0,0023 \text{ m ou } 2,3 \text{ mm}$$

Assim, será adotado como deformação imediata limite 1,6 mm. Também de acordo com a NBR 6118 (2014), a deformação limite para vigas com funções estruturais é de $L/250$, ou seja, 3,6 mm.

3.5.1.3 Aplicação do carregamento definido

Definido, então, o método de ensaio e conhecendo os limites para o pré-carregamento, os corpos de prova foram submetidos a uma carga constante até apresentarem os sinais de limite estabelecido.

Cabe ressaltar que o equipamento de ensaio foi operado de forma manual, com velocidade de 4 mm/min, visto que, quando trabalha no modo automático qualquer oscilação de resistência detectada pelo aparelho é interpretada como uma ruína e o mesmo suspende a operação de carga.

Em ambos os modos de serviço o aparelho informa o carregamento aplicado e a deformação do pistão de carga. Então, após uma aferição da deformação efetiva de cada elemento realizada com paquímetro, os resultados reais de carregamento e deformação foram analisados e posteriormente correlacionados.

Para o processo de pré-carga adotou-se o limite em função da deformação, sendo de 1,6 mm, dado mais preciso pelo fato de ser informado e aferido instrumentalmente, mas mesmo assim observou-se a ocorrência de micro fissuras, que eram explícitas no decorrer do processo.

A Figura 28 apresenta o método de ensaio realizado com as adaptações dos suportes para as vigas com dimensões próximas da realidade. Nessa situação ocorreu a aplicação do pré-carregamento.

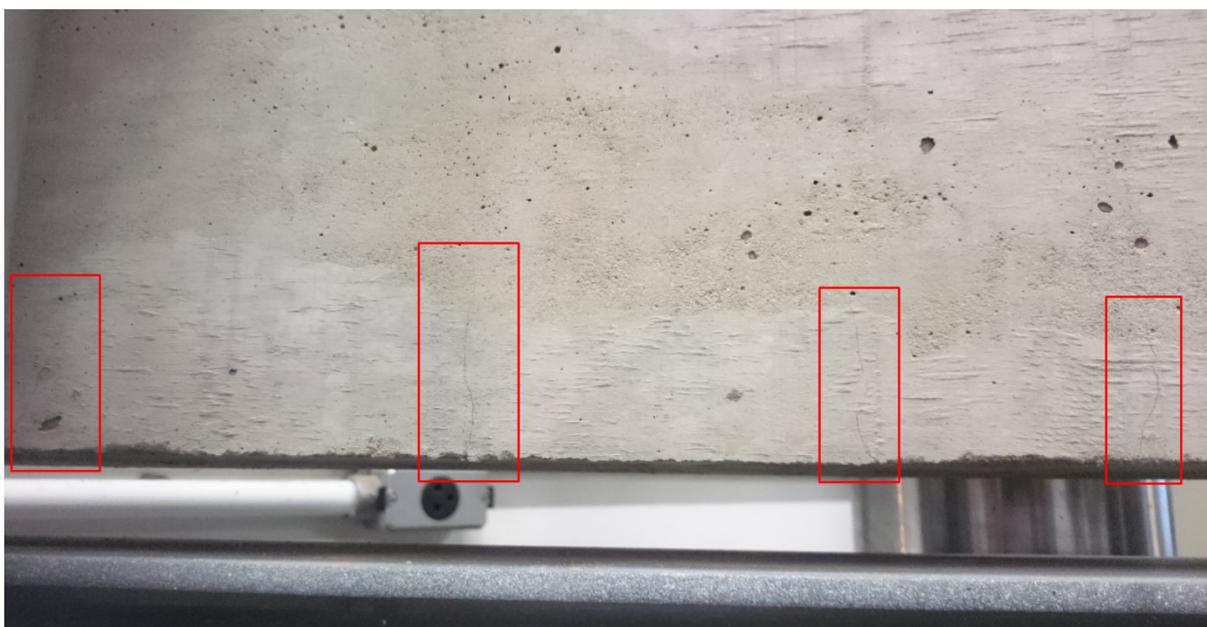
Figura 28 – Pré-carregamento das vigas



Fonte: Do Autor (2017).

A Figura 29 demonstra o surgimento de micro fissuras na região tracionada do elemento que ocorreram dentro do limite de deformação estabelecido.

Figura 29 – Micro fissuras de flexão



Fonte: Do Autor (2017).

3.6 Aplicação do reforço

Segundo o fabricante do sistema de reforço e o especialista Machado (2012), a superfície sólida deverá estar sem partículas soltas, livre de impregnações, tais como, ferrugens, graxas, óleos, etc. A superfície deve ser lixada de forma a se obter um plano regular e ao mesmo tempo poroso. Os cantos devem ser arredondados obtendo um raio mínimo de 10 mm, em situações de envelopamento do elemento, para facilitar a aderência e evitar pontos frágeis de ligação.

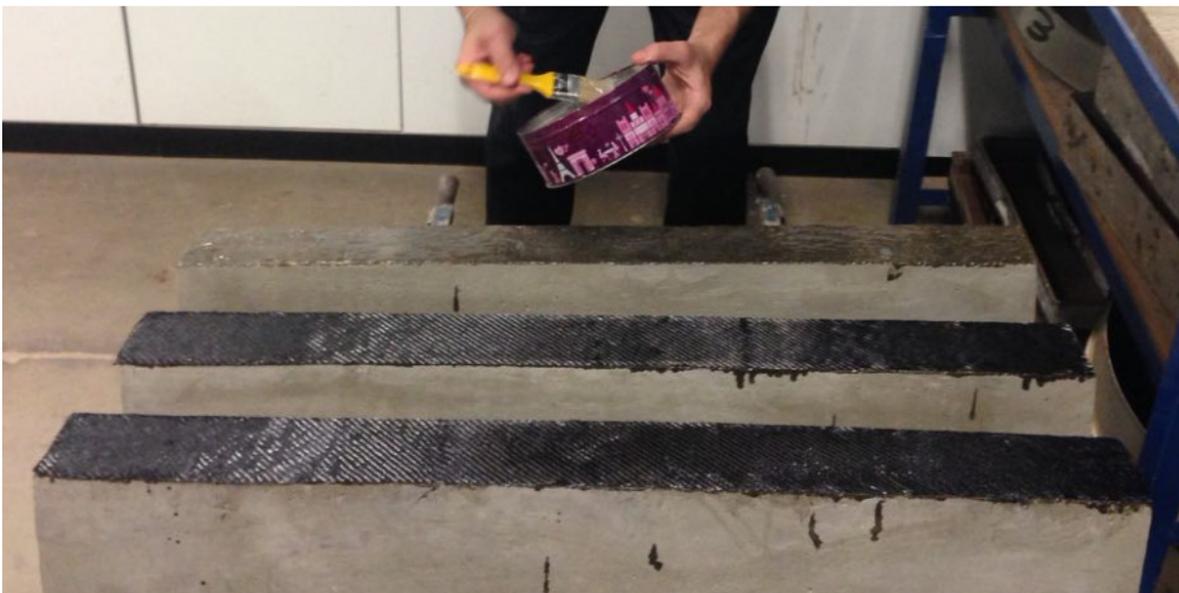
Ainda conforme Machado (2012), a superfície deve receber um estucamento, ou seja, um nivelamento com resina epóxi quando existirem imperfeições de concretagem que necessitem de preenchimento e regularização mais profunda.

Seguindo as recomendações do fabricante do tecido de fibra de carbono, foram aplicadas duas finas camadas da resina sobre a superfície regularizada, intercaladas num intervalo de aproximadamente 5 minutos, após isso, num período de aproximadamente 10 minutos, procedeu-se a colagem da fibra de carbono.

O tecido foi firmemente pressionado contra o substrato fazendo o uso de um rolo de madeira, processando no sentido longitudinal do elemento estrutural até sua perfeita aderência. Aproximadamente 40 minutos depois, tempo estimado para uma pré-cura, foi aplicado uma nova camada de resina, de mesmo consumo que as anteriores, para servir como proteção ambiente.

As Figuras 30 e 31 exibem a aplicação da resina sobre o substrato de concreto seguido do posicionamento do tecido de fibras de carbono.

Figura 30 – Aplicação da resina no substrato



Fonte: Do Autor (2017).

Figura 31 – Aplicação da camada de proteção



Fonte: Do Autor (2017).

3.7 Carregamento final

Passadas 48 horas, tempo de cura do reforço, os elementos estruturais foram para uma nova etapa de ensaios, a realização do processo de carregamento contínuo até seu Estado Limite Último (ELU), quando o elemento submetido ao carregamento encontra sua ruína.

Antes da realização dos ensaios as vigas foram separadas em seus determinados grupos: Grupo A de referência à flexão; Grupo A de referência ao cisalhamento; Grupo B reforçado à flexão e Grupo C reforçado ao cisalhamento.

Destaca-se que todos os elementos foram ensaiados da mesma forma, no modo de operação manual, de maneira constante até que a máquina de ensaios detectasse o pico de esforço e o elemento atingisse seu limite de suporte. Situação essa que era facilmente percebida, pois mesmo a deformação continuar se agravando, o carregamento suporte decaía consideravelmente.

A figura 32 demonstra a maneira utilizada para o posicionamento e operação do equipamento de ensaios.

Figura 32 – Posicionamento dos corpos de prova para ruína



Fonte: Do Autor (2017).

As figuras 33 e 34, respectivamente, exibem a forma de ruína encontrada pelos elementos de referência, Grupo A.

Figura 33 – Ruína das vigas do Grupo A de referência à flexão simples



Fonte: Do Autor (2017).

Figura 34 – Ruína das vigas do Grupo A de referência ao cisalhamento



Fonte: Do Autor (2017).

A partir dessas imagens, é possível perceber a eficiência do método de ensaio, do dimensionamento, bem como, da execução dos corpos de prova, que encontraram sua ruína da maneira que se esperava, sendo por flexão ou cisalhamento de maneira distinta e bem definida.

As figuras 35 e 36, respectivamente, exibem a forma de ruína encontrada pelos elementos reforçados, Grupo B e Grupo C.

Figura 35 – Ruína das vigas do Grupo B, reforçados à flexão



Fonte: Do Autor (2017).

Figura 36 – Ruína das vigas do Grupo C, reforçadas ao cisalhamento



Fonte: Do Autor (2017).

A partir dos resultados obtidos com esses ensaios e com as características de ruína de cada elemento, foi possível fazer a análise detalhada dos dados alcançados.

4 RESULTADOS

Inicialmente serão apresentados os dados em separado de grupo de elementos, além disso, será descrito como cada um se portou e as principais características influentes do estudo. Após essa análise, são apresentados os resultados finais correlacionados, com os critérios de análise e suas variáveis.

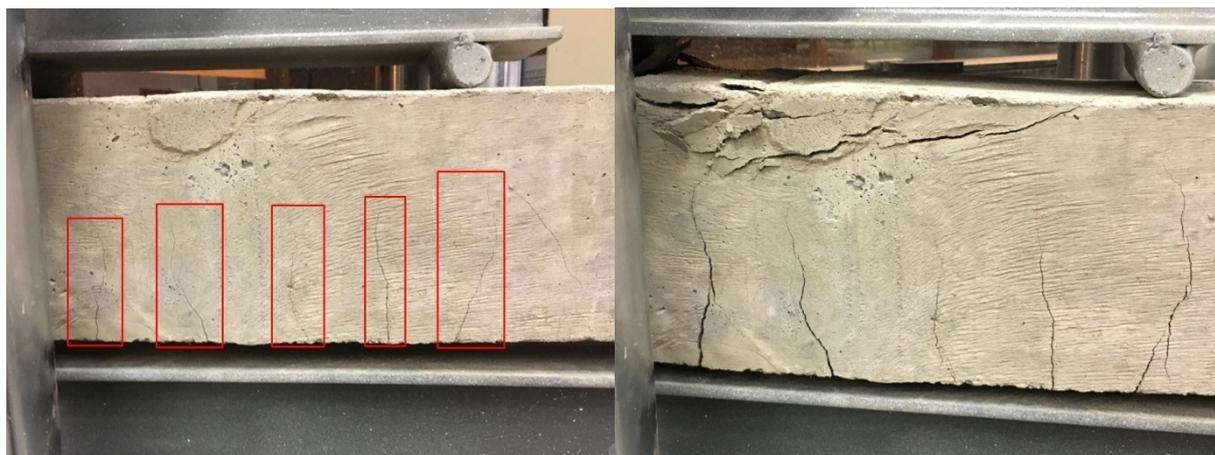
4.1 Resultados do Grupo A de referência à flexão simples

Os elementos do grupo A, de referência à flexão simples, foram os primeiros a serem ensaiados. A composição de figuras 37 (A1) (A2) (A3), exibe o surgimento gradativo das patologias causadas pelos esforços solicitantes em cada um dos corpos de prova.

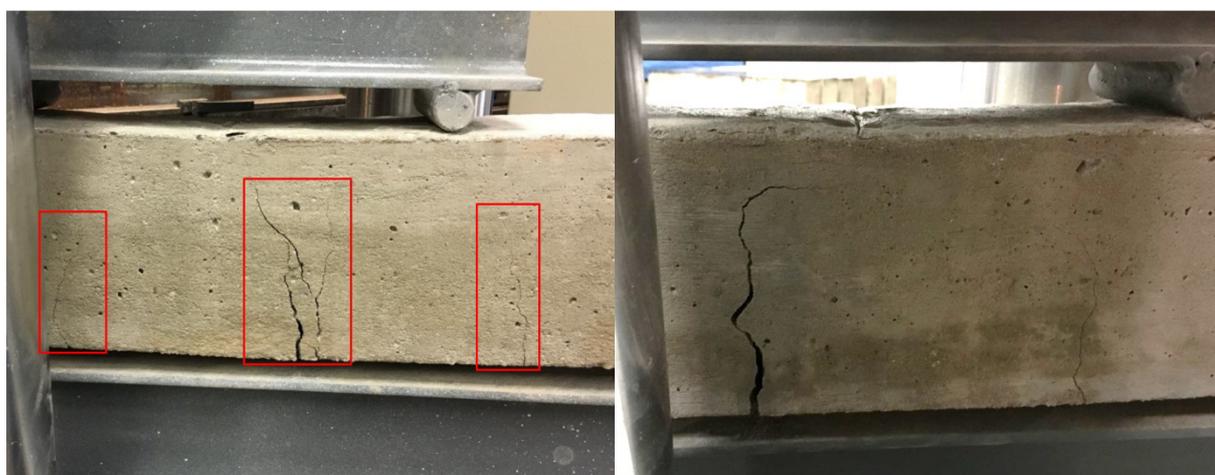
Composição de figuras 37 - Surgimento das patologias e posterior ruína dos elementos do grupo A de referência à flexão simples.



(A1)



(A2)



(A3)

Fonte: Do Autor (2017).

A viga A1 foi o primeiro elemento a ser ensaiado, após seu posicionamento no equipamento de carga e já recebendo um carregamento lento e constante, de 4 mm/min, começou a apresentar algumas fissuras localizadas no terço médio do vão de forma perpendicular ao sentido longitudinal da peça, fissuras essas características dos esforços a flexão. Com o aumento do carregamento evidenciou-se o surgimento das primeiras trincas, bem definidas, mas a capacidade limite de carga resistida pelo elemento só veio após o esmagamento do concreto na parte comprimida de sua seção. Nessa situação foram alcançados máximos 63 KN com deformação de 6 mm.

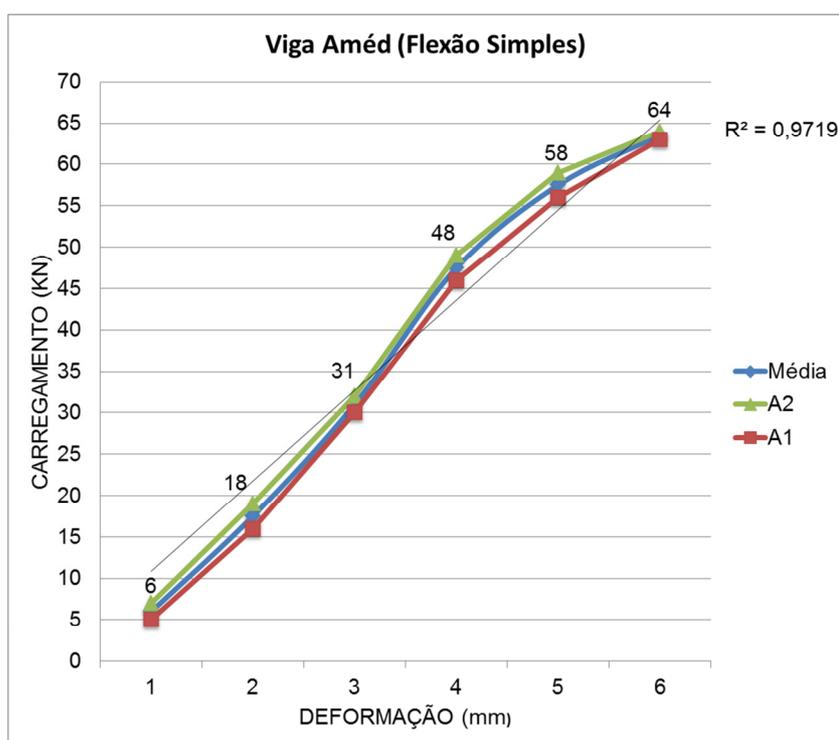
A viga A2, assim como a primeira, foi posicionada no equipamento de carga e recebeu um carregamento lento e constante, também iniciou apresentando algumas fissuras localizadas no terço médio do vão de forma perpendicular ao sentido longitudinal da peça, além dessas, nessa situação ocorreram algumas microfissuras

transversais, influência de alguma parcela do esforço de cisalhamento. Com o aumento do carregamento evidenciou-se o surgimento das primeiras trincas de flexão, mas a capacidade limite de carga resistida pelo elemento também só veio após o esmagamento do concreto na parte comprimida de sua seção. Nessa situação foram alcançados máximos 64 KN com deformação de 6 mm.

A viga A3, assim como as demais de seu grupo, foi posicionada no equipamento de carga e recebeu um carregamento lento e constante. Esse elemento iniciou apresentando algumas fissuras localizadas no terço médio do vão de forma perpendicular ao sentido longitudinal da peça, mas repentinamente ocorreu um deslocamento excessivo e logo sua capacidade limite foi atingida, gerando um desvio de resultados. Nessa situação foram alcançados máximos 41 KN com deformação de 5 mm, por isso, optou-se pela não utilização de seus dados na correlação do grupo.

Portanto o grupo A, de referência à flexão simples, teve duas amostras selecionadas para análise, essas por sua vez, apresentaram variações bem semelhantes se aproximando de uma linearidade. A figura 38 exibe o gráfico de correlação do grupo explicitando sua média aritmética e a tendência de linearidade da mesma.

Figura 38 – Gráfico de carregamento x deformação do grupo de referência à flexão



Fonte: Do Autor (2017).

Ainda, através da figura 38, percebe-se que a variação diferenciou-se praticamente no meio do processo, onde, entre o primeiro e o quarto milímetro obteve uma maior capacidade de resistência, em média 14 KN/mm, a partir daí ocorreu um decréscimo, em média 8 KN/mm, seguido de seu limite de carga.

4.2 Resultados do Grupo B reforçados à flexão simples

Os elementos do grupo B deram sequência ao processo de ensaio. A composição de figuras 39 (B1) (B2) (B3), exhibe o surgimento gradativo das patologias causadas pelos esforços solicitantes em cada um dos corpos de prova.

Composição de figuras 39 - Surgimento das patologias e posterior ruína dos elementos do grupo B.



(B1)



(B2)



(B3)

Fonte: Do Autor (2017).

A viga B1, reforçada à flexão simples, foi o primeiro elemento reforçado a ser ensaiado, após seu posicionamento no equipamento de carga recebeu um carregamento lento e constante, de 4 mm/min. Nessa situação as fissuras características ocorreram mais tarde e se agravaram lentamente até a capacidade limite de carga resistida pelo elemento ser atingida com o rompimento brusco do reforço. É possível perceber nas imagens a pequena quantidade de fissuras de flexão, além de algumas fissuras paralelas ao sentido longitudinal do elemento que indicam falhas causadas na aderência do concreto proporcionadas pela adição do reforço. Nessa situação foram alcançados máximos 91 KN com deformação de 9 mm.

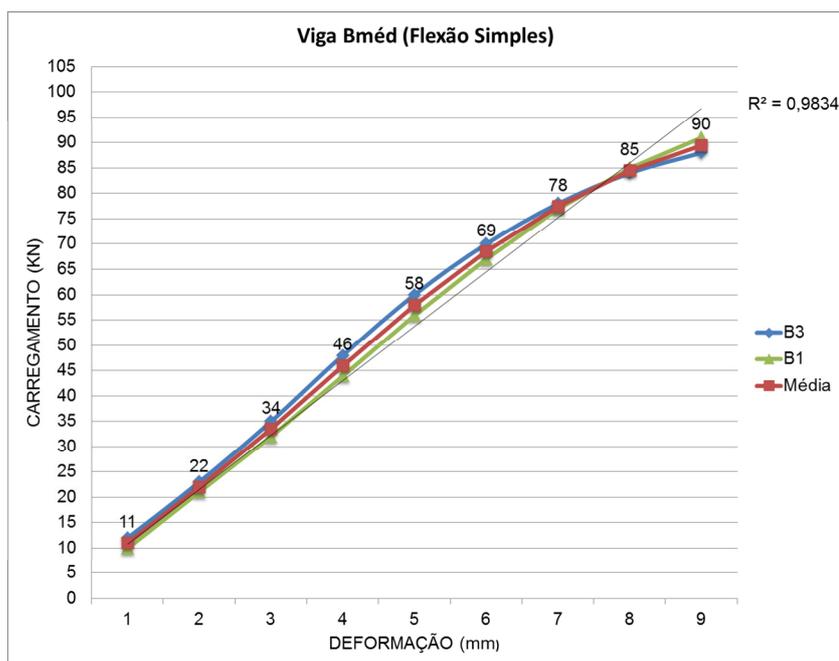
A viga B2, assim como a primeira viga, foi posicionada no equipamento de carga e recebeu um carregamento lento e constante. Nessa situação observou-se o surgimento de fissuras transversais, a aproximadamente 45 graus, localizadas próximo aos apoios inferiores e seguindo na direção dos carregamentos concentrados, fissuras características de esforços de cisalhamento. Esse esforço incompatível com o modelo de reforço fez com que ocorresse o descolamento do compósito e, conseqüentemente, um desvio de resultados. Nesse caso o acréscimo de carga foi significativamente menor, atingindo máximos 81 KN com deformação de 9 mm. Logo, optou-se pela não utilização destes dados na correlação do seu grupo.

A viga B3, assim como as demais do seu grupo, após seu posicionamento no equipamento de carga recebeu um carregamento lento e constante. Nessa situação as fissuras características também ocorreram tarde, porém uma das fissuras no

centro do vão ficou mais destacada. As fissuras continuaram e se agravaram lentamente até a capacidade limite de carga resistida pelo elemento ser atingida com o rompimento brusco do reforço. Nesse caso, também pode ser observada a pequena quantidade de fissuras de flexão, além de uma saliente fissura paralela ao sentido longitudinal do elemento que indica falha causada na aderência do concreto proporcionada pela adição do reforço. Para esse elemento foram atingidos máximos 88 KN com 9 mm de deformação.

Então o grupo B, reforçado à flexão simples, também contém duas amostras selecionadas para análise. Nessa situação as variações foram ainda mais parecidas e a proximidade de uma linearidade ainda maior. A figura 40 exhibe o gráfico de correlação do grupo explicitando sua média aritmética e a tendência de linearidade da mesma.

Figura 40 – Gráfico de carregamento x deformação do grupo reforçado à flexão



Fonte: Do Autor (2017).

Através da figura 40, percebe-se que a variação ficou muito próxima de uma linearidade, a resistência foi praticamente constante até o sétimo milímetro de deformação, em média 11 KN/mm, onde ocorreu um pequeno decréscimo, em média 6 KN/mm, seguido de seu limite de carga.

4.3 Resultados do Grupo A de referência ao cisalhamento

Os elementos do grupo A, de referência ao cisalhamento, deram sequência ao processo de ensaio. A composição de figuras 41 (A4) (A5) (A6), exhibe o surgimento gradativo das patologias causadas pelos esforços solicitantes em cada um dos corpos de prova.

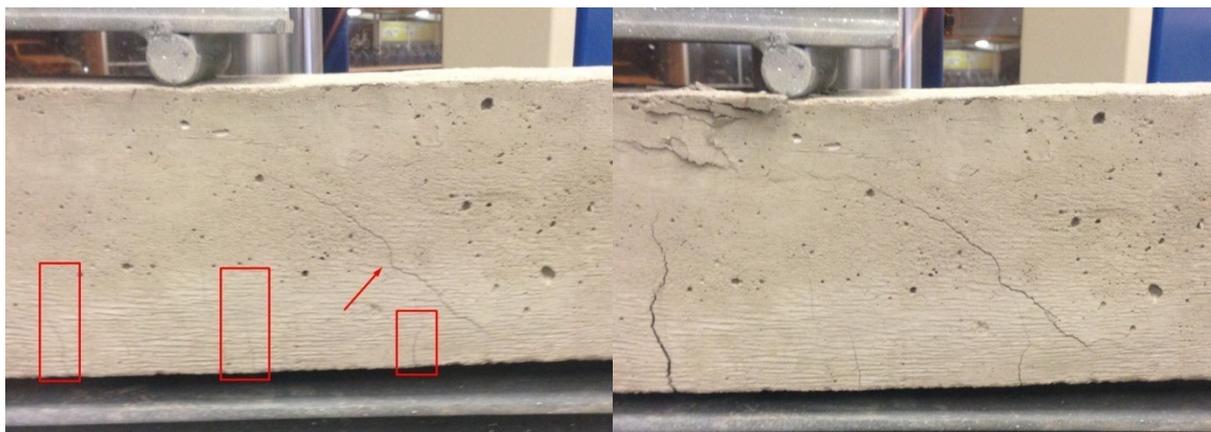
Composição de figuras 41 - Surgimento das patologias e posterior ruína dos elementos do grupo A de referência ao cisalhamento.



(A4)



(A5)



(A6)

Fonte: Do Autor (2017).

A viga A4, de referência ao cisalhamento, deu prosseguimento aos ensaios. Após seu posicionamento no equipamento de carga e já recebendo um carregamento lento e constante, de 4 mm/min, começou a apresentar algumas fissuras transversais a aproximadamente 45 graus, localizadas próximas aos apoios inferiores e tendendo aos carregamentos pontuais, fissuras essas características de esforços de cisalhamento. Com o aumento do carregamento evidenciou-se o surgimento das trincas de cisalhamento, bem definidas, que levaram o elemento a sua capacidade limite de carga. Para esse elemento foram atingidos máximos 54 KN com 6 mm de deformação.

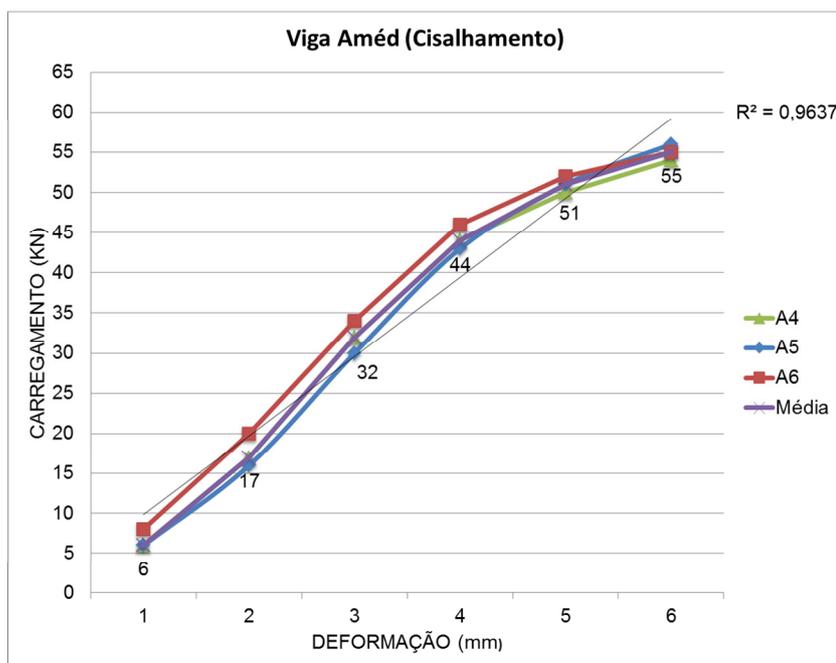
A viga A5, assim como a anterior, já posicionada no equipamento de carga e recebendo um carregamento lento e constante começou a apresentar algumas fissuras transversais, localizadas próximas aos apoios inferiores e tendendo aos carregamentos pontuais, fissuras essas características de esforços de cisalhamento. Além disso, nessa situação ocorreram pequenas fissuras de verticais no centro do vão, fissuras de flexão, mas que não se agravaram com o decorrer do ensaio. Com o aumento do carregamento ficaram evidentes as trincas de cisalhamento, que levaram o elemento a sua capacidade limite de resistência. Nessa situação foram atingidos máximos 56 KN com 6 mm de deformação.

A viga A6, assim como as demais do grupo, após seu posicionamento e já recebendo um carregamento lento e constante começou a apresentar algumas fissuras transversais características de esforços de cisalhamento. Nessa viga ocorreram fissuras verticais no centro do vão, características de esforços de flexão,

que aumentaram com o decorrer do ensaio. Apesar da ocorrência evidente das fissuras de flexão, que influenciam na capacidade resistente do elemento, entende-se que o que levou o elemento ao seu limite foram às trincas de cisalhamento. Para esse elemento foram atingidos máximos 55 KN com 6 mm de deformação.

Logo o grupo A, de referência ao cisalhamento, teve todas as três amostras selecionadas para análise, essas por sua vez, apresentaram maior diferença entre as variações e com isso menor tendência a uma linearidade. A figura 42 exibe o gráfico de correlação do grupo explicitando sua média aritmética e a tendência de linearidade da mesma.

Figura 42 – Gráfico de carregamento x deformação do grupo de referência ao cisalhamento



Fonte: Do Autor (2017).

Através da figura 42, percebe-se que houve uma variação de capacidade resistente onde o pico se localiza aproximadamente no meio do processo de deformação, onde há um acréscimo inicial na variação do carregamento até o quarto milímetro de deformação, em média 13 KN/mm, a partir disso decai gradativamente, em média 6 KN/mm, até encontrar seu limite de carga.

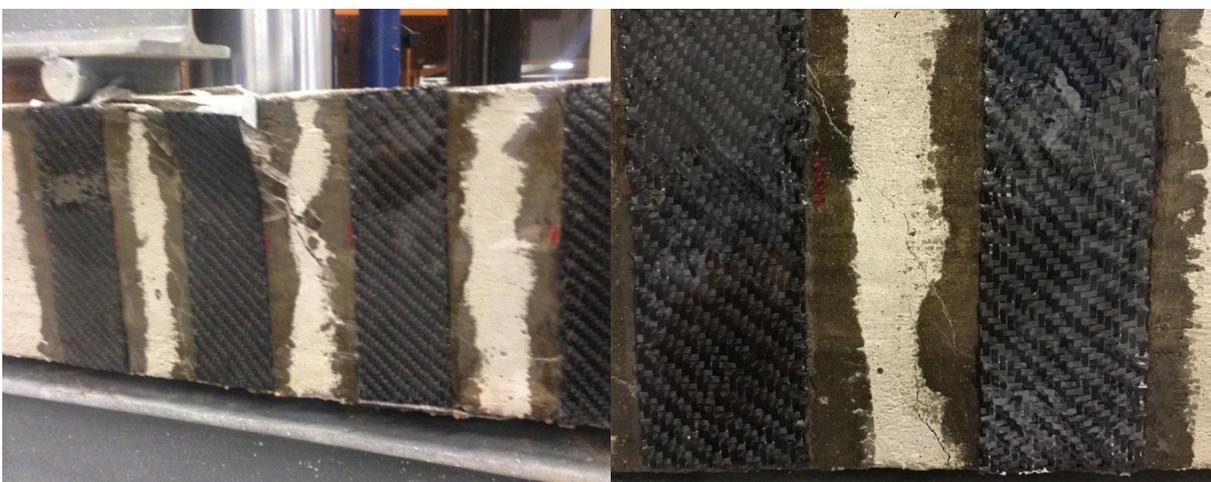
4.4 Resultados do Grupo C reforçados ao cisalhamento

Os elementos do grupo C, por sua vez, foram os últimos elementos a serem ensaiados. A composição de figuras 43 (C1) (C2) (C3), exhibe o surgimento gradativo das patologias causadas pelos esforços solicitantes em cada um dos corpos de prova.

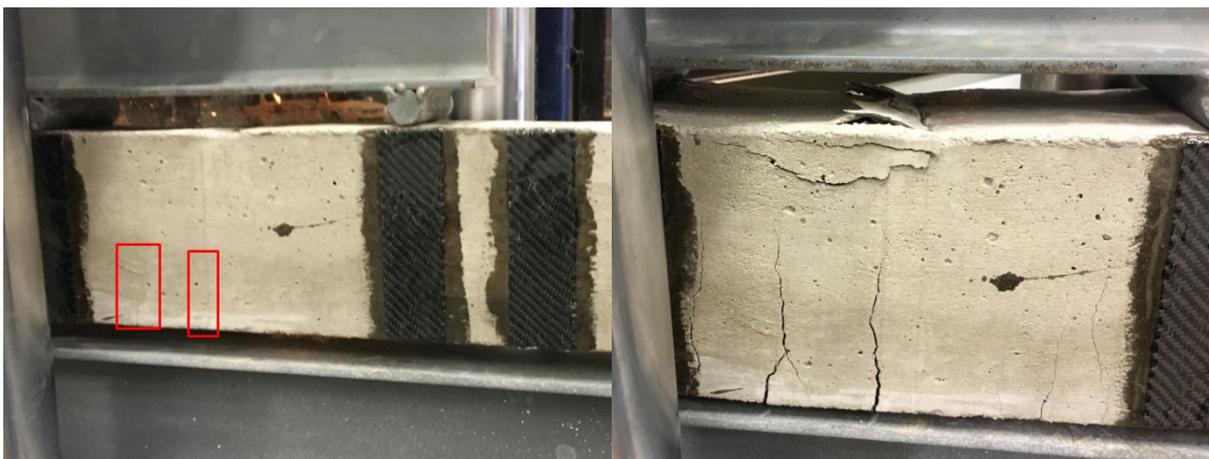
Composição de figuras 43 - Surgimento das patologias e posterior ruína dos elementos do grupo C.



(C1)



(C2)



(C3)

Fonte: Do Autor (2017).

A viga C1, foi o primeiro elemento reforçado ao cisalhamento a ser ensaiado. Após seu posicionamento no equipamento de carga, recebeu um carregamento lento e constante, de 4 mm/min. Nessa situação as fissuras transversais características do cisalhamento ocorreram mais tarde e se agravaram lentamente até a capacidade limite de carga resistida pelo elemento ser atingida com o rompimento de uma das faixas e o descolamento de outras duas faixas do reforço. Nas imagens pode ser observado o caminho transversal feito pelas fissuras e as faixas de reforço danificadas. Nesse caso foram atingidos máximos 76 KN com 8 mm de deformação.

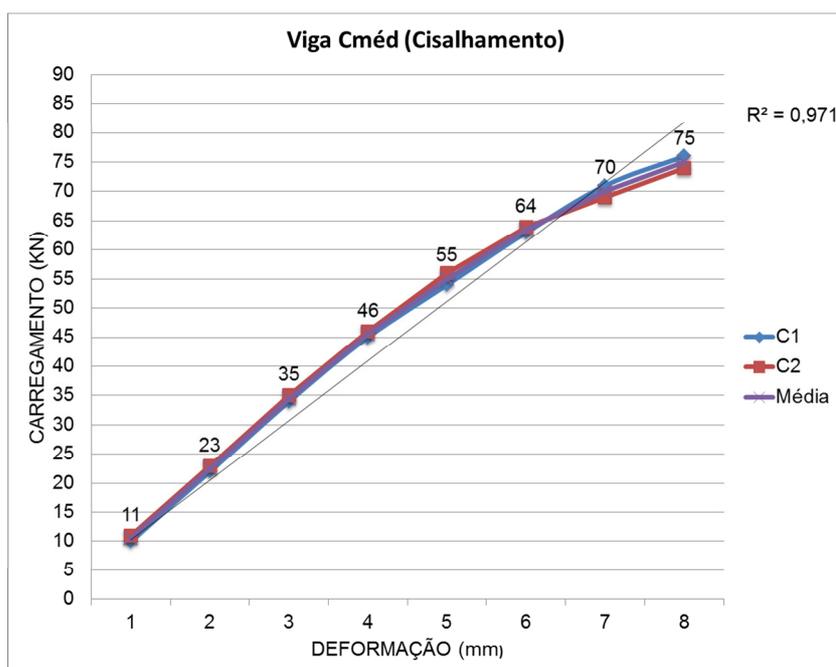
A viga C2, assim como a primeira, após seu posicionamento recebeu um carregamento lento e constante. Nessa situação, as fissuras transversais características do cisalhamento também ocorreram tarde e se agravaram lentamente, em especial, pode-se perceber que a fissura traçou um caminho preferencial localizado entre as extremidades das faixas de reforço, dessa forma a capacidade limite de carga resistida pelo elemento foi atingida com o descolamento das pontas das faixas do reforço. Para esse elemento foram atingidos máximos 74 KN com 8 mm de deformação.

A viga C3, assim como as demais, após seu posicionamento recebeu um carregamento lento e constante. Nessa situação ocorreram fissuras verticais, perpendiculares ao sentido longitudinal da peça localizadas no centro do vão, características de flexão simples, essas fissuras se agravaram rapidamente até o

limite de carga resistida ser atingido com o esmagamento do concreto na parte comprimida de sua seção. Esse esforço incompatível com o modelo de reforço fez com que ocorresse um desvio de resultados. A figura 44 (C3) apresenta a maneira de ruína do elemento, são visíveis às fissuras de flexão seguidas do esmagamento do concreto na parte comprimida da seção. Nesse caso o acréscimo de carga foi menor, atingindo máximos 68 KN com 7 mm de deformação. Por isso, optou-se pela não utilização destes dados na correlação do seu grupo.

Então o grupo C, reforçado ao cisalhamento, contém duas amostras selecionadas para análise, nessa situação as variações foram muito parecidas com maior tendência a uma linearidade. A figura 44 exhibe o gráfico de correlação do grupo explicitando sua média aritmética e a tendência de linearidade da mesma.

Figura 44 – Gráfico de carregamento x deformação do grupo reforçado ao cisalhamento



Fonte: Do Autor (2017).

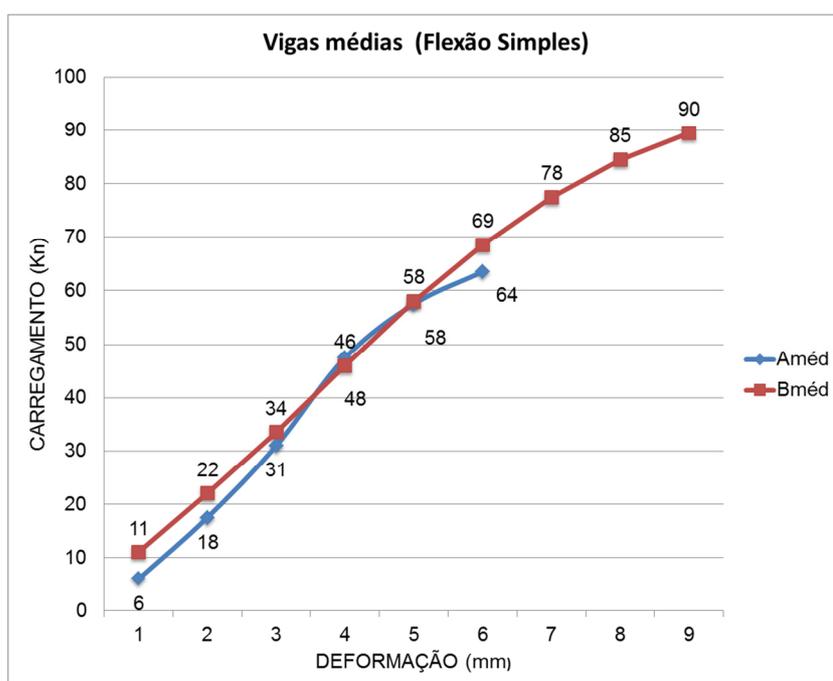
Através da figura 44, percebe-se que a variação ficou muito próxima de uma linearidade. Nessa situação também ocorre uma variação de capacidade resistente onde o pico se localiza no meio do processo de deformação, mas de maneira mais linear, até o sexto milímetro de deformação ocorre em média 11 KN/mm, até um decréscimo mais acentuado nos últimos milímetros de deformação, em média 6 KN/mm, seguido do seu limite de carga.

4.5 Resultados da correlação entre os grupos

Confrontando, então, as médias dos grupos referentes ao ensaio de flexão simples, percebe-se o ganho de capacidade resistente dos elementos reforçados com o compósito de fibras de carbono e, ainda, verifica-se a divergência entre as tendências de linearidade dos elementos. Observa-se também que as variações ficaram muito próximas da equivalência, porém em escalas de resistência diferentes.

A figura 45 apresenta o gráfico de correlação entre as variações médias dos grupos A e B, referentes ao ensaio de flexão simples.

Figura 45 – Gráfico de carregamento x deformação das médias do grupo ensaiado a flexão simples



Fonte: Do Autor (2017).

A tabela 06 exhibe organizadamente o ganho de resistência na correlação desses grupos. Nessa ocasião além da resistência efetiva final, caracterizada como resistência no estado limite último (ELU), foi analisado o real acréscimo de resistência no limite regularmente utilizado, definido como o estado limite de serviço (ELS), como referência para isso foi utilizado o limite de deformação previamente dimensionado.

Tabela 6 – Variação na resistência das médias do grupo ensaiado a flexão simples

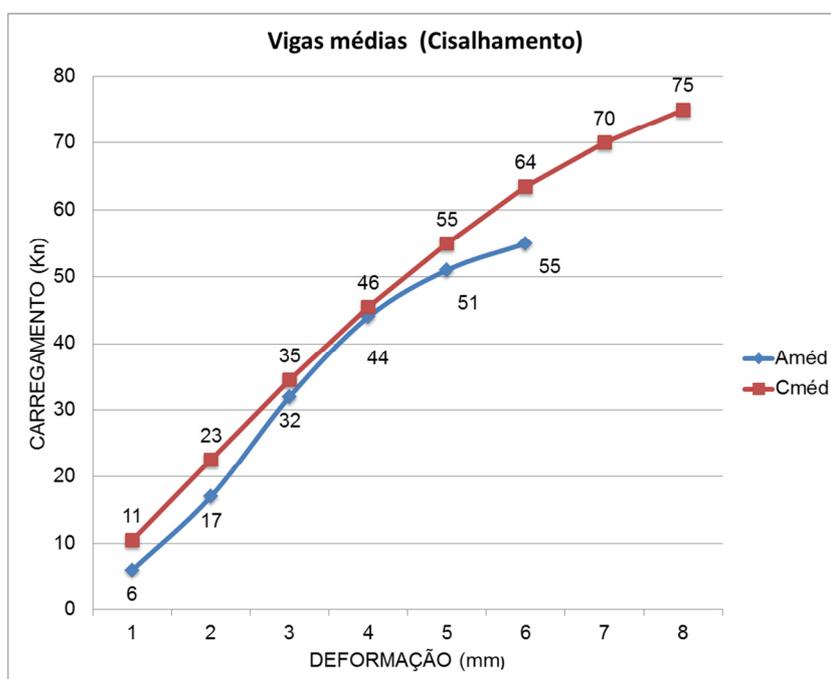
	Elemento	Deformação (mm)	Carregamento (KN)	Alteração (%)
ELD	Viga Améd	6,0	64	0,0
	Viga Bméd	9,0	90	40,6
ELS	Viga Améd	1,6	13,2	0,0
	Viga Bméd	1,6	17,6	33,3

Fonte: Do Autor (2017).

Confrontando agora as médias dos grupos referentes ao ensaio de cisalhamento, é perceptível o ganho de capacidade resistente dos elementos reforçados com o compósito de fibras de carbono, também é possível verificar a divergência entre as tendências de linearidade dos elementos. Nessa situação ocorre uma maior discrepância entre as variações e com isso maior diferença na tendência de linearidade.

A figura 46 apresenta o gráfico de correlação entre as variações médias dos grupos A e C, referentes ao ensaio de cisalhamento.

Figura 46 – Gráfico de carregamento x deformação das médias do grupo ensaiado ao cisalhamento



Fonte: Do Autor (2017).

A tabela 07, assim como na outra situação, exhibe organizadamente o ganho de resistência na correlação desses grupos, onde, além da resistência efetiva final

caracterizada como resistência no estado limite último (ELU), foi analisado o acréscimo de resistência no estado limite de serviço (ELS). Como referência para isso, também foi utilizado o limite de deformação previamente dimensionado.

Tabela 7 – Variação na resistência das médias do grupo ensaiado ao cisalhamento

	Elemento	Deformação (mm)	Carregamento (KN)	Alteração (%)
ELU	Viga Améd	6,0	55	0,0
	Viga Bméd	8,0	75	36,4
ELS	Viga Améd	1,6	12,6	0,0
	Viga Bméd	1,6	18,2	44,4

Fonte: Do Autor (2017).

5 CUSTOS DO TRABALHO

Como a técnica de reforço estrutural estudada ainda possui um custo elevado de aplicação, foram discriminadas as quantidades e os valores gastos com os materiais especiais utilizados no trabalho. Dessa forma, toda vez que os resultados da pesquisa forem utilizados como base de comparação poderá ser avaliada, além da variação de resistência, o custo-benefício do sistema de reforço utilizado. Cabe ressaltar que tanto o tecido reforçado com fibras de carbono quanto a resina utilizada são materiais de difícil acesso comercial, adquiridos juntamente as suas fabricantes Texiglass e Silaex, respectivamente.

A tabela 8 apresenta as quantidades assim como os valores de cada material especial utilizado no desenvolvimento do trabalho.

Tabela 8–Relação e custos dos materiais especiais utilizados

Material especial	Quantidade	Valor
Suporte metálico (Perfil W150x18)	27 Kg	R\$ 250,00
Tecido Texiglass CCS 200	1,3 m ²	R\$ 280,00
Resina Epoxídica Silaex SQ2001	1,5 Kg	R\$ 105,00
	Total	R\$ 635,00

Fonte: Do Autor (2017).

Embora os resultados de resistência apresentados não pareçam extremamente significativos, pode-se fazer uma relação de custo para justificá-los. Para o ensaio de flexão simples foram gastos em materiais especiais, compostos por tecido e resina, aproximadamente R\$ 110,00 para reforçar uma área de 0,3 m², ou seja, um custo por volta de R\$ 370,00 por m². Em um trabalho realizado por Garcez (2007) onde vigas são reforçadas à flexão com mantas de fibras de carbono, foram atingidos 61% de complemento de resistência, porém, nessa situação a autora

gastou R\$ 370,00 em 0,7 m², ou seja, um custo de execução em torno de R\$ 530,00 por m². Subentende-se que para o estudo realizado, uma das maiores variáveis seja o tipo de reforço utilizado, conseqüentemente, para uma relação racional o custo dos materiais é fundamentalmente indispensável.

6 CONCLUSÕES

Esse trabalho teve como objetivo principal realizar e posteriormente analisar a alteração de resistência obtida na recuperação de vigas em concreto armado fazendo o uso do polímero reforçado com fibras de carbono, tanto para ensaios de flexão simples quanto para ensaios de cisalhamento.

Para ambos os ensaios, o método aplicado apresentou-se eficiente. Para o ensaio de flexão simples foram obtidos acréscimos de resistência de aproximadamente 40% no ELU e de 33% no ELS, já para os ensaios de cisalhamento obteve-se um aumento de aproximadamente 36% no ELU e de 44% no ELS. Logo, o reforço utilizado para o ensaio de cisalhamento expressou maior eficiência, isso, pois a análise efetiva foi feita em cima do acréscimo de resistência no ELS, sendo esse o limite que se pode chegar no dimensionamento prático de um elemento estrutural.

Com relação ao comportamento dos elementos reforçados, observou-se que em ambos os casos a oscilação de resistência foi menor, fazendo com que os elementos se comportassem com maior semelhança a uma linearidade. Outra questão importante é com relação à alteração do modo de ruína dos elementos, que quando reforçados, não apresentavam indícios de atingir sua capacidade limite, normalmente fissuravam pouco e colapsavam repentinamente com o rompimento do reforço, característica de um material frágil. Isso, se tratando de estruturas de concreto armado, é um comportamento um tanto quanto preocupante.

O método estudado é o que existe de mais moderno disponível atualmente no importante segmento da engenharia de estruturas. Ainda é inovador e demanda

mais estudos para sua afirmação definitiva. Deseja-se que o trabalho sirva de incentivo para pesquisas e utilização de novas tecnologias na construção civil. Espera-se, também, que os dados apresentados nesse trabalho possam ser úteis para novas pesquisas, em especial, dentro da própria instituição.

Portanto, fica como sugestão para trabalhos futuros, o estudo de novos métodos de recuperação estrutural, como a utilização de fibra de vidro e aramida, comparando com os resultados aqui apresentados, também o estudo de viabilidade, custo-benefício, de diferentes métodos de reforço em elementos de concreto armado.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, Luiz Carlos de. **Estruturas de concreto armado**. Departamento de estruturas. São Paulo, 2002. Disponível em: <http://www.fec.unicamp.br/~almeida/au405/Concreto.pdf>.

APPLETON, Júlio; GOMES, Augusto. Reforço de estruturas por adição de armaduras exteriores. **Revista portuguesa de engenharia de estruturas**, 1997. Disponível em: <http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/GDBAPE/Artigos/RN10.pdf>.

BARBOZA, Marcos R.; BASTOS, Paulo Sérgio. **Traço de concreto para obras**. UNESP, Faculdade de Engenharia de Bauru, Departamento de Engenharia Civil 2008. Disponível em: http://www.feb.unesp.br/pbastos/site_paulo/Artigo%20Tracos%20Concreto-Paulo%20Bastos.pdf.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do concreto**. Departamento de Engenharia Civil. São Paulo, 2006. Disponível em: <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Introducao.pdf>.

BEBER, Andrei José. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armadoreforçadas com compósito de fibras de carbono**. Porto Alegre, 2003. Disponível em: <http://hdl.handle.net/10183/2974>.

CHEMIN, Beatris F. **Manual da Univates para trabalhos acadêmicos: planejamento, elaboração e apresentação**. 3. ed. Lajeado: Univates, 2015.

CHUST, Roberto; FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo e detalhamentode estruturas usuais de concreto armado**. 4. ed. São Paulo: Edufscar, 2015.

COUTO, João P. **Importância da revisão dos projetos na redução dos custos demanutenção das construções**. Universidade de Coimbra, Portugal, 2007. Disponível em: <http://hdl.handle.net/1822/8754>.

DAL MOLIN, Denise Carpena Coitinho. **Fissuras em estruturas de concreto armado: análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no estado do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre, 1988.

GARCEZ, Mônica Regina. Alternativas para a melhoria do desempenho de estruturas de concreto armado reforçadas pela colagem de polímeros reforçados com fibras. Porto Alegre, 2007. p. 68. Disponível em: <http://hdl.handle.net/10183/10593>.

GERDAU. Disponível em: <http://www.gerdau.com/br/pt/produtos/vergalhao-gerdau>. Acesso em: 22 mar. 2017.

HELENE, Paulo R.L. Manual prático para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto. São Paulo: Pini, 1992.

JUVANDES, Luis Felipe Pereira. **Reforço e reabilitação de estruturas**. Universidade do Porto, Departamento de engenharia civil, Departamento de estruturas, módulo 2, 2002.

MACHADO, Ari de Paula. **Manual da Viapol**: manual de reforço das estruturas de concreto armado com fibras de carbono. 2012. p. 5. Disponível em: <http://www.viapol.com.br/media/97576/manual-fibra-de-carbono.pdf>.

MARCELLI, Mauricio. **Sinistros na construção civil**: causas e soluções para danos e prejuízos em obra. São Paulo: Pini, 2007.

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

NBR 5674. Manutenção de edificações - Procedimentos. Rio de Janeiro, ABNT, 2012. Disponível em: <http://hdl.handle.net/10183/15655>.

NBR 12665. Concreto de cimento Portland – preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

NBR 5733 Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

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

NEVILLE, A.M.; BROOKS, J.J. **Tecnologia do concreto**. 2. ed. São Paulo: Brookman, 2010.

REIS, Lília Silveira Nogueira. **Recoperação e reforço de estruturas de concreto armado**. Belo Horizonte, 2001. Disponível em: http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/bitstream/handle/1843/BUDB-8AKG76/sobre_a_recupera_o_e_refor_o_das_estruturas_do_concreto_armado.pdfSEQUENCE=1.

SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas em concreto**. São Paulo: Pini, 1998.

SOUSA, A.F.V.S. **Reparação, Reabilitação e Reforço de Estruturas de Betão Armado**. Universidade do Porto. Portugal, 2008. Disponível em: <http://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/58292/1/000129827.pdf>.



UNIVATES

Rua Avelino Tallini, 171 | Bairro Universitário | Lajeado | RS | Brasil

CEP 95900-000 | Cx. Postal 155 | Fone: (51) 3714.7000

www.univates.br | 0800 7 07 08 09