



Reforço em Estruturas de Betão Armado com Chapas de Aço

MARCOS MAKI YAMASAKI HIGASHI

novembro de 2016

**REFORÇO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO
COM CHAPAS DE AÇO**

MARCOS MAKI YAMASAKI HIGASHI

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Prof. Doutor Carlos Filipe Guedes Rodrigues

Co-orientador: Prof. Doutor Alfonso Pappalardo Junior (Universidade Presbiteriana Mackenzie)

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Agradecimentos.....	viii
Índice de Texto	ix
Índice de Figuras.....	xiii
Índice de Tabelas	xvii
1 Introdução.....	1
2 Reforço em estruturas de concreto armado com chapas de aço.....	5
3 Produtos e técnicas utilizados no reforço	15
4 Regulamentação e dimensionamento do reforço	25
5 Parte experimental – estudo do comportamento estrutural em modelos de vigas de concreto armado 39	
6 Considerações finais	79
Referências bibliográficas	81

RESUMO

O reforço estrutural ao longo das últimas décadas, assumiu uma crescente importância na construção civil. A necessidade de reforçar uma estrutura surge sempre que são necessárias alterações dos requisitos estruturais previstos na fase de projeto. O fato de muitas estruturas de betão armado estarem atingindo o fim da sua vida útil, a degradação prematura dos materiais, e os erros de concepção e execução também são razões que justificam intervenções estruturais de reforço. Por conseguinte, com a necessidade de uma resposta dos técnicos de engenharia, foram desenvolvidos métodos capazes de aumentar a capacidade resistente das estruturas de betão armado, a fim de solucionar o problema sem a necessidade de demolir ou realizar novas estruturas. Neste trabalho foi estudado o método de reforço estrutural de betão armado com chapas de aço aderidas externamente ao elemento estrutural. Esse sistema está entre as principais técnicas utilizadas de reforço. O trabalho apresenta um guia prático de como deve ser executado e dimensionado o reforço, os métodos de cálculo e análise dos esforços resistentes, os cuidados que devem ser tomados desde o projeto até a aplicação do reforço, e ensaios experimentais que comprovam a eficácia da técnica.

Palavras-chave: estruturas de betão armado; reforço; alterações estruturais; chapas de aço.

ABSTRACT

Structural strengthening has acquiring increasing importance in civil construction over the last decades. This is due to various situations among which changes to structural requirements planned in the design phase stand out because of their higher occurrence. The fact that many strengthened concrete structures are reaching the end of their service life, the premature degradation of materials and design and execution errors are also reasons that lead to strengthening. And due to the need for a response from the engineers, arising from the reasons mentioned above, methods have been developed which are capable of increasing the resistant capacity of strengthened concrete structures, in order to solve the problem without having to demolish or build new structures. In this work, the method of structural strengthening in strengthened concrete with steel plates externally adhered to the structure, which is one of the main materials used in structure strengthening, is studied. A practical guide of how it should be performed and designed, the calculation methods and analysis of the resistant strengths, the precautions that should be taken from the design to application of the strengthening and experimental assays that prove that this technique is efficient.

Keywords: Strengthened concrete structures; Strengthening; Structural changes; Steel plates.

AGRADECIMENTOS

À Deus que está presente sempre em nossas vidas nos abençoando.

Ao meu orientador de Portugal Prof. Doutor Carlos Rodrigues, pela cuidadosa orientação profissional ao longo deste trabalho, que mesmo distante, esteve sempre disposto a ajudar.

Ao meu coorientador Prof. Doutor Alfonso Papallardo, pelos esclarecimentos ao longo deste trabalho.

À minha mulher Fabiane Ribeiro dos Santos pelo apoio e incentivo constantes ao longo do trabalho.

Ao Carlos, da empresa AIFA, que forneceu um dos materiais necessários para a fase experimental.

Ao Danilo Globbo, da empresa Esbrafer, pela doação das chapas de aço.

Ao Lázaro de Castro, laboratorista da Universidade Presbiteriana Mackenzie que fez parte e ajudou na parte experimental.

Ao Mestre de obras Vailson Santos, por ter me disponibilizado seu tempo e pela doação das formas de madeira usadas na fase experimental.

Ao meu amigo Felipe Moura pelo apoio e incentivo durante os ensaios e o trabalho.

ÍNDICE DE TEXTO

Índice Geral	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Agradecimentos.....	viii
Índice de Texto	ix
Índice de Figuras.....	xiii
Índice de Tabelas	xvii
1 Introdução.....	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Estrutura da dissertação	2
2 Reforço em estruturas de concreto armado com chapas de aço.....	5
2.1 Conceituação	5
2.2 Enquadramento geral de um projeto de reforço	6
2.3 Preparação das superfícies.....	6
2.4 Colagem das chapas de aço.....	9
2.5 Meios de ancoragens do reforço	11
2.6 Vantagens e desvantagens do método de reforço.....	13
3 Produtos e técnicas utilizados no reforço	15
3.1 Resinas adesivas	15
3.2 Técnicas de reforço com chapas de aço nas estruturas de concreto armado	16
3.2.1 Vigas e lajes	17
3.2.2 Pilares.....	21

4	Regulamentação e dimensionamento do reforço	25
4.1	Regulamentação	25
4.1.1	CEB	25
4.1.2	Eurocódigo 8.....	26
4.2	Dimensionamento	27
4.2.1	Verificação da segurança no projeto de reforço	27
4.2.2	Avaliação dos esforços atuantes e resistentes	29
4.2.3	Características residuais.....	31
4.2.4	Dimensionamento vigas e lajes	33
4.2.5	Dimensionamento pilares	37
5	Parte experimental – estudo do comportamento estrutural em modelos de vigas de concreto armado	39
5.1	Dimensionamento da armadura base	39
5.2	Dimensionamento do reforço	43
5.2.1	Reforço à flexão	43
5.2.2	Sistema de ancoragem.....	46
5.2.3	Reforço à força cortante	47
5.3	Materiais e procedimentos	48
5.4	Aplicação dos reforços à flexão na estrutura de concreto armado.....	52
5.4.1	Preparo das superfícies	52
5.4.2	Ancoragem	53
5.4.3	Colagem das chapas.....	56
5.5	Aplicação dos reforços ao esforço transversal na estrutura de concreto armado	57
5.6	ENSAIOS	59
5.6.1	Viga V1	61
5.6.2	Viga V2	64
5.6.3	Viga V3	66

5.6.4	Viga V4	69
5.6.5	Viga V5	72
5.7	Análises comparativas.....	74
6	Considerações finais	79
6.1	Conclusões.....	79
6.2	Desenvolvimentos futuros	79
	Referências bibliográficas	81

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Limpeza do concreto a jatos de água (SOUSA,2008).	7
Figura 2.2 – Etapas do preparo da superfície do concreto armado (APPLETON, 2012).	7
Figura 2.3 – Representação esquemática das camadas de tinta (CARDOSO, 2013).	8
Figura 2.4 – Argamassa Projetada (GRUPO REFRASOL, 2016).	9
Figura 2.5 – Modos de rotura prematura em vigas reforçadas com chapas de aço (REIS, 1998).	10
Figura 2.6 – Ilustração do arrancamento da extremidade da chapa (RODRIGUES, 2015).	10
Figura 2.7 – Chapas prumadas para a cura da cola (SILVA, 2006).	11
Figura 2.8 – Ancoragem pela colocação de chapa envolvente (SOUSA, 2008).	12
Figura 2.9 – Ancoragem por meio de buchas (SOUSA, 2008).	12
Figura 2.10 – Detalhe na colocação de buchas expansivas no reforço de uma laje (HTECNIC, 2016).	12
Figura 3.1 – Mistura da resina epóxi com a consistência homogênea desejada (SOUSA, 2008).	15
Figura 3.2 – Reforço com chapas de aço devido à força cortante com e sem buchas respetivamente (SOUSA, 2008).	18
Figura 3.3 – Reforço com chapas de aço devido ao momento fletor com e sem bucha respetivamente (SOUSA, 2008).	18
Figura 3.4 – Soluções de reforço (APPLETON, 1997).	19
Figura 3.5 – Reforço à flexão com chapas de aço em uma laje (HTECNIC, 2016).	21
Figura 3.6 – Pilar reforçado com armaduras exteriores (TAKEUTI, 1999).	22
Figura 3.7 – Zona delicada do reforço em pilares com chapas de aço (TAKEUTI, 1999).	22
Figura 3.8 – Detalhe da ligação do reforço no pilar à fundação (SOUSA, 2008).	22
Figura 3.9 – Pilares em um viaduto em Vale do São Francisco (BENTO, 2003).	23
Figura 3.10 – Encamisamento de um pilar com chapas metálicas (HTECNIC, 2016).	24

INTRODUÇÃO

Figura 4.1 – Modelos de análises (SOUSA, 2008).	30
Figura 4.2 – Redistribuição dos esforços (RODRIGUES, 2015).	31
Figura 4.3 – Modelo de cálculo de viga à flexão reforça com chapas de aço (SOUSA, 2008).	34
Figura 4.4 – Distribuições plásticas das tensões de aderência (APLETTON, 1997).	35
Figura 4.5 – modelo de cálculo de pilares à flexão composta reforçado com cantoneiras metálicas (SOUSA, 2008).	37
Figura 5.1 – Dimensões das vigas ensaiadas.	39
Figura 5.2 – Deformação do aço considerada no cálculo das armaduras da viga (PIMENTA, 2002).	40
Figura 5.3 – Carregamento durante o ensaio.	42
Figura 5.4 – Armação longitudinal e transversal das vigas de estudo.	43
Figura 5.5 – Distribuição de tensões e deformações em viga de seção retangular (LIMA, 2015).	44
Figura 5.6– Diagramas de tensões e deformação de uma viga retangular com armadura de reforço (RODRIGUES, 2015).	45
Figura 5.7 – Disposição dos chumbadores (medidas em metros).....	47
Figura 5.8 – Seção Lateral da viga e detalhe das características geométricas.	48
Figura 5.9 – Armação das vigas.	48
Figura 5.10 – Processo da concretagem das vigas.....	49
Figura 5.11 – Corpos de prova.....	50
Figura 5.12 – Desbaste e limpeza da superfície de concreto.	52
Figura 5.13 – Compressor de ar Schulz.	52
Figura 5.14 – Limpeza das chapas de aço.	53
Figura 5.15 – Sistema de ancoragem.....	53
Figura 5.16 – Furos nas chapas de aço.....	54
Figura 5.17 – processo de instalação da ancoragem.	54
Figura 5.18 – Adesivo estrutural Compound Vedacit.	56
Figura 5.19 – Mistura do adesivo estrutural a base de epóxi.	56
Figura 5.20 – Aplicação do adesivo nas superfícies de concreto e aço.	57
Figura 5.21 – Chapa de aço colada na superfície de concreto.	57

Figura 5.22 – superfície do concreto e chapas de aço desbastadas.	58
Figura 5.23 – Limpeza da chapa de aço.	58
Figura 5.24 – Reforço com chapas de aço à flexão e força cortante.	59
Figura 5.25 – Diagrama de momento fletor gerada em função da carga P.	59
Figura 5.26 – Detalhe da transmissão de carga para a viga.	60
Figura 5.27 – Coleta de dados carga e deslocamento.	60
Figura 5.28 – Sensor potenciométrico.	61
Figura 5.29 – Célula de carga.	61
Figura 5.30 – Disposição final do ensaio.	61
Figura 5.31 – viga V1 início do ensaio.	62
Figura 5.32 – Primeiras fissuras na viga V1.	62
Figura 5.33 – Escoamento da armadura na viga V1.	63
Figura 5.34 – Carga x Tempo e Deslocamento x Tempo viga V1.	63
Figura 5.35 – Ensaio à flexão da viga V2.	64
Figura 5.36 – Fissuras verticais no meio da viga V2.	65
Figura 5.37 – Escoamento das armaduras na viga V2.	65
Figura 5.38 - Carga x Tempo e Deslocamento x Tempo viga V2.	66
Figura 5.39 – Viga V3 com o reforço.	67
Figura 5.40 – Rotura por arrancamento do cobrimento.	67
Figura 5.41 – Viga V3 próxima à rotura.	68
Figura 5.42 – Fissuras por cisalhamento.	68
Figura 5.43 - Carga x Tempo e Deslocamento x Tempo viga V3.	69
Figura 5.44 – Ensaio viga V4.	70
Figura 5.45 – Fissuras nos apoios viga V4.	70
Figura 5.46 – Viga V4 próximo a rotura por cisalhamento.	71
Figura 5.47 - Carga x Tempo e Deslocamento x Tempo viga V4.	71
Figura 5.48 – Ensaio da Viga V5.	72

INTRODUÇÃO

Figura 5.49 – Fissuras verticais e deslocamento parcial da chapa lateral na viga V5.	73
Figura 5.50 – Fissuras verticais e deslocamento da chapa lateral na viga V5.	73
Figura 5.51 - Carga x Tempo e Deslocamento x Tempo viga V5.	74
Figura 5.52– Comparação dos momentos atuantes nas vigas.	75
Figura 5.53 – Vigas com roturas distintas.	76

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Propriedades de Resinas poliéster, viniléster e epóxi (RODRIGUES, 2015).	16
Tabela 3.2 – Classificação de um reforço segundo o “ <i>Japan Concrete Institute</i> ”.	17
Tabela 3.3 – Execução do reforço à força cortante com chapas de aço na viga de concreto armado.	19
Tabela 3.4– Execução do reforço ao momento fletor com chapas de aço na parte superior da viga	20
Tabela 4.1 – Coeficiente νR para danos provocados por sismos (SOUSA, 2008).	32
Tabela 4.2 – Coeficiente νR para danos provocados por incêndios (SOUSA, 2008).	33
Tabela 4.3 – Coeficiente νR para danos provocados pela corrosão (SOUSA, 2008).	33
Tabela 5.1 – Características mecânicas da chapa de aço.	43
Tabela 5.2 – Comparação momentos resistentes de cálculo antes e depois do reforço.	46
Tabela 5.3 – Tabela com características geométricas e mecânicas dos chumbadores.	46
Tabela 5.4 – Composição e consumo por m ³ dos materiais	49
Tabela 5.5 – Valores obtidos nos CP de resistência à compressão	50
Tabela 5.6 – Quantidade de corpos de prova x constante k	51
Tabela 5.7 – Execução do sistema de ancoragem.	54
Tabela 5.8 – Relação carga momento e deslocamento experimental e teórico da viga V1.	64
Tabela 5.9 – Relação carga momento e deslocamento experimental e teórico da viga V2.	66
Tabela 5.10 – Relação carga momento e deslocamento experimental e teórico da viga V3.	69
Tabela 5.11 – Relação carga momento e deslocamento experimental e teórico da viga V4.	72
Tabela 5.12 – Relação carga momento e deslocamento experimental e teórico da viga V5.	74
Tabela 5.13 – Comparativo dos modelos experimentais.	75
Tabela 5.14 – Momento de fissuração das vigas.	76
Tabela 5.15 – Tabela comparativo de momento fletor entre V4 e V5.	77

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

A utilização do concreto até o século XVIII não era comum, reportando a rara aparição deste material quase exclusivamente limitadas às fundações e ao interior de paredes de alvenaria. Apenas a partir do desenvolvimento da produção e do estudo das propriedades do cimento apresentada por Joseph Aspdin em Leeds em 1824 ocorre o desenvolvimento frequente do concreto nas construções (APPLETON, 2005). O advento do concreto surge em pleno século XX.

No início das construções em concreto, prevalecia apenas o bom senso e a experiência do profissional, sendo a durabilidade claramente subjetiva (HELENE *et al.*, 2011).

Segundo CLIFTON (1993) citado por HELENE *et al.* (2011), a preocupação com a durabilidade e à extensão da vida útil das estruturas de concreto armado é recente, pelo fato da utilização abrangente ter vindo à tona apenas no século XX. Esta preocupação está ligada aos crescentes problemas de degradação precoce observados nas estruturas, às novas necessidades competitivas e às exigências de sustentabilidade no setor da Construção Civil.

Segundo HELENE (2011), nos últimos anos tem crescido o número de estruturas de concreto armado com patologias, como resultado do envelhecimento precoce das construções existentes. Com isso, tanto no âmbito nacional como no internacional, demonstram que as exigências e recomendações existentes nas principais normas de projeto e execução de estruturas de concreto vigentes, até o final do século passado, eram insuficientes.

Com o aprimoramento das técnicas com o concreto, houve um forte movimento para introdução e caracterização do conceito de vida útil no projeto das estruturas de concreto, influenciada pela deterioração com o tempo, além de erros de projeto, má execução e conservação (ROQUE *et al.*, 2005).

INTRODUÇÃO

De acordo com REIS (2001):

Neste momento, a recuperação e reforço das estruturas surgem como um forte segmento de mercado da indústria da construção civil, e vem atender a necessidade de reestabelecer as condições originais das estruturas danificadas (recuperação), ou promover adequações da capacidade resistente das estruturas em função do uso (reforço).

De acordo com SILVA (2006) o principal objetivo do reforço nas estruturas de concreto armado é reestabelecer as condições da estrutura de suportar o carregamento a ela solicitado.

Têm diversas causas que motivam as intervenções de reparação ou de reforço nas estruturas de concreto armado. Podendo vir de ações externas como deterioração da estrutura por ausência de conservação; ocorrência de acidentes, de incêndios ou sismos; e de defeitos de construção ou de erros de concepção ou projeto.

Paralelamente, no domínio da reabilitação, a alteração das condições de utilização das estruturas, mobilizando ações mais severas ou modificações no sistema estrutural, é outro dos principais motivos para o reforço estrutural.

1.2 OBJETIVOS

Avaliar a técnica do reforço com chapas de aço aderidas externamente com resina a base de epóxi e chumbadores mecânicos em vigas, pilares e lajes de concreto armado.

Verificar as normalizações utilizadas para o reforço em estruturas de concreto armado com chapas de aço.

Apresentar um passo a passo do dimensionamento e execução de um reforço em estruturas de concreto armado com chapas de aço.

Avaliar experimentalmente a eficiência da técnica de reforço submetendo cinco vigas de concreto armado ao ensaio à flexão simples: duas sem reforço, duas reforçadas à flexão e uma à flexão e à força cortante.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho está estruturado em seis capítulos.

O capítulo 1 apresenta a introdução, que é composta pelos seguintes itens: texto de caracterização do tema; objetivos; e a estrutura da dissertação propriamente dita.

No capítulo 2, serão abordados a conceituação do tema e os passos necessários para a execução do reforço com chapas de aço.

No capítulo 3, serão abordados as técnicas e produtos utilizados no reforço com chapas de aço.

O capítulo 4 aborda sobre as regulamentações mais utilizadas no Brasil e na Europa e apresenta um breve detalhamento do dimensionamento do reforço em estruturas de concreto armado (vigas, lajes e pilares) com chapas de aço.

No capítulo 5 será abordado o procedimento experimental com seus respectivos resultados. Submetendo modelos de vigas de concreto armado com e sem reforço com chapas de aço em ensaios à flexão.F

O capítulo 6 apresenta as considerações finais, baseadas e fundamentadas nas referências bibliográficas e os resultados obtidos no presente trabalho, além de recomendações e sugestões resultantes de pesquisa que deverão ser objeto de trabalhos futuros.

2 REFORÇO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO COM CHAPAS DE AÇO

2.1 CONCEITUAÇÃO

O reforço com chapas de aço consiste na colocação no exterior da estrutura, finas chapas de aço, fixadas ao concreto por colagem (resina) e/ou buchas expansivas (chumbadores) criando uma armadura secundária solidária à peça estrutural (SILVA, 2006).

Segundo LOPES citado por PIMENTA(2012), o reforço permite uma união monolítica entre a chapa de aço e a estrutura de concreto fazendo com que a estrutura reforçada trabalhe sob tensões previstas em cálculo e assim continue trabalhando ao longo do tempo de forma satisfatória.

De acordo com REIS (2001), é uma solução de baixo custo, que introduz pequenas alterações na geometria da peça e pouca interferência arquitetônica. A técnica é eficiente quando o problema está nas armaduras existentes, sem haver deficiências nas dimensões e na qualidade do concreto. O reforço pode aumentar a resistência da peça estrutural a momentos fletores e forças cortantes, além de aumentar a rigidez e diminuir a sua deformabilidade.

Os estudos da colagem de chapas de aço ao concreto por meio de adesivos epóxis para o reforço de estruturas tiveram início nos finais dos anos 60, iniciado por L'HERMITE e em seguida por JAQUES BRESSON na França, que efetuaram os primeiros ensaios sobre vigas de concreto reforçadas (JUVANDES, 2002).

A regulamentação mais utilizada, segundo SOUZA e RIPPER(1998), para os procedimentos de colagem de chapas é a do C.E.B. que especifica as seguintes restrições:

- a) Não exceder a 1.5 mm a espessura da camada de cola. CÁNOVAS (1984) recomenda que esse limite seja na ordem de 1 mm;
- b) Não ultrapassar em 3 mm a espessura das chapas, a não ser que sejam utilizados dispositivos de ancoragem (buchas metálicas expansivas);
- c) Não superar em 50% o incremento a ser obtido nos esforços resistentes comparada à situação anterior ao reforço, tanto para a flexão como para o cisalhamento.

A resistência do aço utilizado no reforço não deve ser de resistência muito elevada, para não ser necessária uma deformação elevada para mobilizar a sua capacidade resistente (APPLETON *et al.*, 1997).

Para a execução do reforço, deve-se aliviar a estrutura de todas as ações variáveis e permanentes removíveis, de modo a garantir que as chapas de aço sejam mobilizadas para as cargas de serviço.

2.2 ENQUADRAMENTO GERAL DE UM PROJETO DE REFORÇO

Para a elaboração de um projeto de reforço, deve-se, previamente, avaliar a estrutura existente. Esta avaliação é feita através da recolha de toda a informação disponível sobre o projeto e a obra, realização de uma inspeção e análise das condições de segurança. Feito isso, parte-se para a solução de reforço ideal para a estrutura existente, procurando minimizar o impacto da intervenção, tanto por razões económicas como pela implicação que o reforço tem no uso normal da construção e nos elementos não estruturais afetados. (APPLETON *et al.*, 1997).

Ainda segundo APPLETON *et al.* (1997) o projeto de reforço deve incluir o dimensionamento e uma avaliação analítica da eficácia da intervenção. E após a execução do reforço devem-se realizar ensaios de carga para as ações de serviço para comprovar o resultado da intervenção.

2.3 PREPARAÇÃO DAS SUPERFÍCIES

Para garantir boas condições de ligação de reforço, é necessária uma cuidadosa preparação da superfície de concreto e do aço (SANTOS, 2008 citado por COSTA; SILVA, 2014).

A preparação da superfície é responsável pela maior parte do sucesso desse reforço. O concreto-base deve ter resistência adequada e solidez para receber o tratamento, sendo essencial também a preparação da superfície da junta. O principal objetivo é garantir boas condições de aderência entre a peça existente e o reparo, retirando-se todo o material deteriorado e as impurezas depositadas. Utilizando-se de limpezas especiais como jatos de areia ou ar comprimido, de entre outras (REIS, 2001).

De acordo com SOUZA e RIPPER(1998):

Uma superfície muito rugosa tornará difícil a aplicação da resina, podendo levar a descontinuidades na película de cola, com a formação localizada de bolhas de ar que nada mais serão do que o resultado do desprendimento da resina pela ação de seu próprio peso (...). Já uma superfície praticamente lisa também pode implicar dificuldades. Assim, o mais apropriado será a obtenção de uma superfície uniformemente rugosa.

Após tornar a superfície de concreto a reforçar uniformemente rugosa, a mesma deve ser limpa a jatos de água sob pressão (Figura 2.1) e seca pela aplicação de jatos de ar comprimido, devendo atingir uma umidade superficial de no máximo 6% no ato da aplicação da resina.



Figura 2.1 – Limpeza do concreto a jatos de água (SOUSA,2008).

A Figura 2.2 está representando o modo que a superfície de concreto deve ficar para a aplicação do reforço, ou seja, uniformemente rugosa.



a) Primeiro passo: início do jateamento.



b) Segundo passo: no processo de jateamento.



c) Terceiro passo: superfície rugosa ideal.

Figura 2.2 – Etapas do preparo da superfície do concreto armado (APPLETON, 2012).

As superfícies das chapas de aço devem ser previamente limpas, retirando a camada de impurezas que as cobrem, para que possa potencializar o máximo de sua capacidade aderente. Essa limpeza designada por decapagem, deve ser realizada através de jatos de areia ou por grenalhagem. O primeiro método consiste em projetar sobre a superfície da chapa um jato de areia durante um dado período de tempo. O segundo método consiste em projetar, dentro de um circuito fechado, com uma determinada intensidade e durante um determinado período de tempo, esferas de aço de diâmetro inferior ao milímetro sobre a superfície das peças de aço.

INTRODUÇÃO

Após a decapagem as superfícies devem ser protegidas com uma película plástica para prevenir contra qualquer inconveniente e agressão ambiental durante o seu transporte e manuseio e deve ser removida imediatamente antes da sua aplicação (RODRIGUES, 1993).

Segundo SOUZA e RIPPER (1998), as superfícies das chapas de aço que não estiverem em contato com a resina devem receber tratamento de pintura anticorrosiva, aplicada sobre uma demão de primário epoxídico em pó de zinco. Além da corrosão, devem ser protegidas contra a ação do fogo, de forma que resista durante 30 minutos, no mínimo.

A corrosão é um processo de deterioração do material que produz alterações prejudiciais e indesejáveis nos elementos estruturais. As ligações do material perdem suas qualidades essenciais, tais como resistência mecânica, elasticidade, ductilidade, estética, entre outros (CARDOSO, 2013).

Segundo FRAGATA (2009), a pintura apresenta uma série de características importantes para a proteção anticorrosiva, como a facilidade de aplicação e de manutenção, relação custo/benefício atraente, diminuição da rugosidade superficial que facilita o escoamento de fluidos, entre outras.

O sistema mais utilizado atualmente para o tratamento de pintura anticorrosiva é a resina epóxi para a base e o poliuretano como acabamento (Figura 2.3), pois alia a ótima resistência e dureza da resina epóxi e a capacidade da resina poliuretano frente às agressividades do meio ambiente. O controle de qualidade frente ao preparo da superfície de aplicação e a correta utilização das ferramentas devem ser rigorosos. Caso contrário culminarão em diversos defeitos na película das tintas, tais como: bolhas, empolamento, escorrimento, enrugamento, fendilhação, entre outros, que não permitirão o adequado desempenho do revestimento (MONTEIRO, 2005).

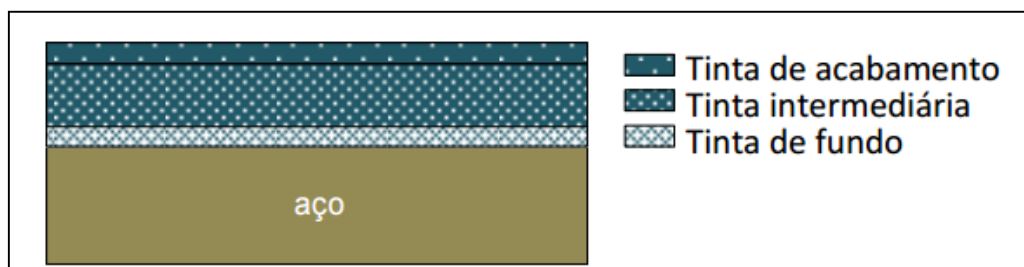


Figura 2.3 – Representação esquemática das camadas de tinta (CARDOSO, 2013).

É importante ressaltar que para obter o desempenho esperado da proteção, deve-se preparar a superfície da chapa de aço, removendo os contaminantes da superfície e criando condições que proporcionem aderência satisfatória aos esquemas de pintura. Uma superfície seca, limpa e isenta de contaminantes e ferrugem, é a base perfeita para um bom desempenho de um sistema de pintura (FRAGATA, 2009).

Quanto à proteção das chapas de aço frente ao fogo, os elementos em aço quando expostos a altas temperaturas, durante condições típicas de um incêndio, podem ter a sua resistência mecânica reduzida

podendo levar toda ou parte dos elementos a um colapso. Para aumentar o tempo necessário da temperatura crítica atingir os elementos em aço, ou seja, aumentar o tempo de resistência ao fogo é necessário a aplicação de materiais isolantes térmicos sobre a superfície dos mesmos.

De acordo com BRANCO (2012), os materiais mais utilizados para a proteção das chapas de aço em face da ação do fogo são os materiais projetados. São produtos econômicos que apresentam bom isolamento térmico às altas temperaturas e sua aplicação se dá por jateamento, que após a secagem trabalham monoliticamente com a estrutura, possibilitando a não ocorrência de fissuras ou desprendimentos. Dispensa manutenção e não promove nenhum tipo de ataque corrosivo ao aço.

De entre os materiais projetados, tem-se a argamassa projetada (Figura 2.4), que consiste em produtos de baixa, média ou alta densidade (utilizados dependendo do tipo de aplicação) e são constituídos de gesso, cimento Portland, resinas acrílicas e cargas inertes. No ramo dos materiais projetados, tem ainda a fibra projetada, que está disponível em produto de baixa e média densidade, contendo fibras obtidas a partir de rocha basáltica que são misturadas com escória de alto forno. Além desses materiais projetados, pode-se recorrer as placas de gesso acartonado, placas de lã de rocha e mantas cerâmicas, e tintas intumescentes (PANNONI, 2016).



Figura 2.4 – Argamassa Projetada (GRUPO REFRASOL, 2016).

2.4 COLAGEM DAS CHAPAS DE AÇO

De acordo com REIS (1998), para a colagem das chapas de aço no elemento de concreto ser satisfatória, deve-se pressioná-la de forma uniforme por no mínimo 24 horas. Esse tempo de colagem varia com o tipo de resina e da temperatura ambiente.

CEB (1983) citado por REIS (1998), apontam a possibilidade de fixar as chapas de aço no elemento de concreto através de chumbadores, e posteriormente injetar a resina entre o aço e o concreto, eliminando a probabilidade da formação de bolhas de ar na camada da resina.

INTRODUÇÃO

Caso o comprimento da chapa não seja suficiente para cobrir toda a superfície de reforço, devem-se efetuar emendas através de soldagem das chapas e sobrepor uma chapa de aço de mesma espessura sobre a emenda colada com adesivo epóxi (SALES, 1994 citado por REIS, 1998).

Além dos modos de rotura convencionais em uma peça de concreto, causadas por ação do momento fletor ou esforço cortante, podem ocorrer rotura por deslocamento da chapa ou por arrancamento do concreto de cobertura (REIS, 1998). A Figura 2.5 ilustra esses modos de rotura.

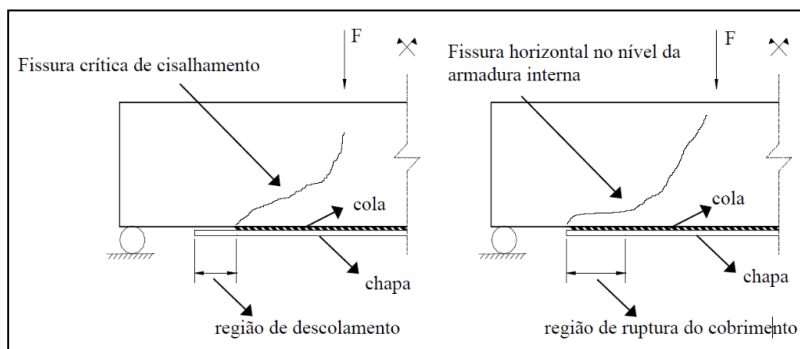


Figura 2.5 – Modos de rotura prematura em vigas reforçadas com chapas de aço (REIS, 1998).

A rotura por deslocamento, como se vê na Figura 2.5, pode estar relacionada com a má execução na colagem ou com elevada espessura da chapa de aço, ou ainda ocorrer devido a um impacto na estrutura, ou seja, quando o carregamento for muito rápido. A rotura por arrancamento do recobrimento é caracterizada por uma fissura surgida na seção transversal coincidente com a extremidade da chapa, que se horizontaliza ao nível das armaduras internas. Essas fissuras quando ligadas as fissuras de cisalhamento provocam o colapso brusco da viga de concreto armado (Figura 2.6) (SILVEIRA, 1997).



Figura 2.6 – Ilustração do arrancamento da extremidade da chapa (RODRIGUES, 2015).

Deve-se, portanto, adotar medidas preventivas para eliminar as roturas por deslocamento ou arrancamento do recobrimento, pelo que se destaca:

- a) Limitação da tensão tangencial na interface chapa-concreto;
- b) Término das chapas na proximidade dos apoios;
- c) Ancoragem das chapas com chapas envolvidas ou buchas mecânicas (RODRIGUES, 2015).

2.5 MEIOS DE ANCORAGENS DO REFORÇO

Deve-se também dar atenção aos meios de ancoragens do reforço. As chapas de reforço, após as preparações das superfícies, são posicionadas através de buchas mecânicas de alta resistência, introduzidas em furos previamente executados. Caso não se utilize buchas, devem ser utilizados prumos ou outro sistema para o posicionamento das chapas (Figura 2.7) (APPLETON et al., 1997).

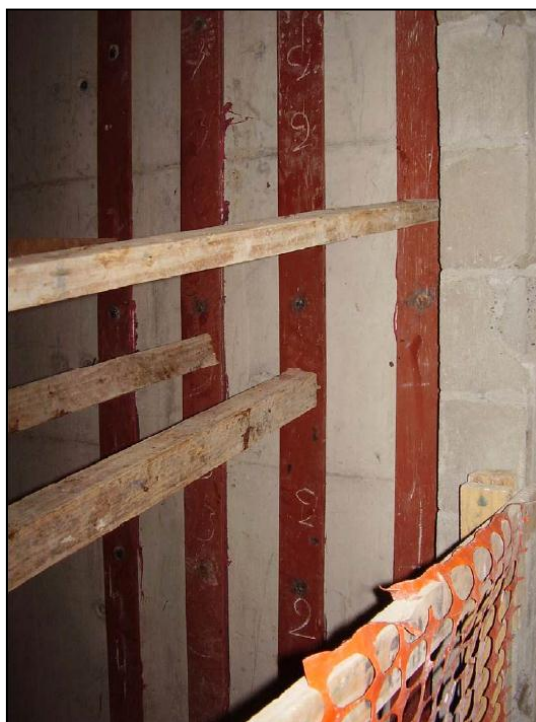


Figura 2.7 – Chapas prumadas para a cura da cola (SILVA, 2006).

Segundo SOUZA e RIPPER(1998):

Após a fixação, as chapas devem ser submetidas a uma ligeira pressão, uniforme, para que o excesso de resina porventura existente seja expulso. Esta pressão poderá ser exercida, por exemplo, através de escoras metálicas ajustáveis, encimadas por pranchas de madeira, sistema este que deve ser mantido até que tenha havido o total endurecimento da resina, sendo que o tempo de endurecimento dependerá diretamente das características da cola [...]

É de extrema importância realizar uma ancoragem adequada da chapa de aço do reforço, para não ocorrer uma ruína prematura devida à separação entre a chapa e o substrato. A ancoragem pode ser feita pela

INTRODUÇÃO

colocação de chapas coladas nas laterais da viga ou por buchas, ilustrado na Figura 2.8 e Figura 2.9 respetivamente (CAMPAGNOLO, 1993 citado por SILVA, 1998).

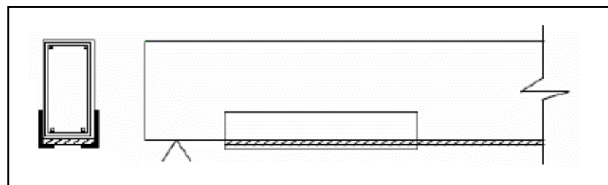


Figura 2.8 – Ancoragem pela colocação de chapa envolvente (SOUSA, 2008).

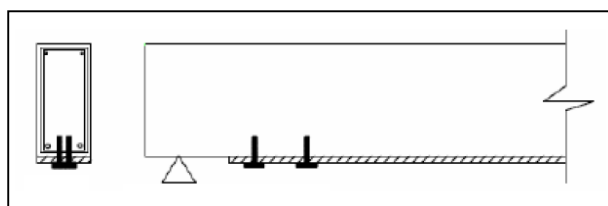


Figura 2.9 – Ancoragem por meio de buchas (SOUSA, 2008).

O complemento de fixação por buchas expansivas, representada na Figura 2.10, deve incidir nas zonas onde as tensões tangenciais mobilizadas entre os dois materiais são maiores, evitando assim o deslocamento, a rotura por arrancamento do recobrimento ou o seu deslizamento.



Figura 2.10 – Detalhe na colocação de buchas expansivas no reforço de uma laje (HTECNIC, 2016).

ALFAIATE (1986) realizou ensaios experimentais sobre vigas reforçadas à flexão com chapas de aço e buchas expansivas, e concluiu que as buchas reduzem o risco de deslocamento da chapa nas regiões de ancoragem, mas devem ser localizadas o mais próximo das extremidades da viga.

Segundo APPLETON *et al.* (1997), a ligação pode e deve ser complementada com buchas expansivas.

Ensaio experimentais realizados por RODRIGUES (1993) em corpos de prova comprovam que as ligações com buchas e resinas são mais eficientes que as ligações apenas com resinas. O valor médio da força de rotura foi 46% superior.

2.6 VANTAGENS E DESVANTAGENS DO MÉTODO DE REFORÇO

O reforço com chapas de aço em estruturas de concreto armado apresenta diversas vantagens e algumas desvantagens, que através de técnicas consegue-se eliminá-las.

De entre as vantagens, REIS (1998), descreveu:

- a) Rápida execução, que através de um profissional qualificado se torna o reforço com melhor custo benefício do mercado;
- b) Aumento da seção de concreto armado insignificante, podendo ser revestida por argamassa após a sua cura, tornando-a imperceptível;
- c) Provoca baixos níveis de ruído, se tratando geralmente de uma obra já existente e com pessoas convivendo no local, é uma ótima opção para não interromper nenhuma atividade;

Segundo BRANCO (2012) além das vantagens mostradas acima, o reforço permite uma melhoria significativa da capacidade resistente (até 50%); intervenção sem interrupção do uso da estrutura e a não demolição dos elementos estruturais.

LIMA *et al.* (2015) realizou um estudo comparativo entre três sistemas de reforço: chapas de aço, fibras de carbono (FRP) e fibra de aramida; e concluiu que o reforço com chapas de aço apresentou o melhor desempenho e o menor custo de entre os sistemas analisados.

MEIER (1997) e TALJSTEN (1994) citado por JUVANDES (2002) indicam que apesar do aço ser o material de reforço mais divulgado, apresenta também algumas desvantagens significativas. De entre elas estão:

- a) Sistema com peso elevado, dificultando a manipulação e colocação;
- b) Corrosividade do aço na superfície da junta de ligação do aço ao adesivo;
- c) Necessidade de criar juntas de ligação entre chapas, devido às limitações das dimensões para o seu transporte.

Além das desvantagens acima, BRANCO (2012), relata sobre a sensibilidade aos agentes atmosféricos, que podem causar a deterioração da cola com o aumento da temperatura e a possibilidade de deslocamento da extremidade da chapa, caso a execução tenha debilidades.

3 PRODUTOS E TÉCNICAS UTILIZADOS NO REFORÇO

3.1 RESINAS ADESIVAS

No que diz respeito à colagem estrutural, a norma NP EN 1504 parte 4 contém os requisitos para identificação, desempenho e segurança de produtos e sistemas a utilizar para colagem das chapas de aço na estrutura de concreto existente.

De acordo com o CEB (1983) os adesivos empregados na união das chapas de aço e o concreto nesse tipo de reforço estrutural é um sistema constituído por dois componentes. Um material a base de resina líquida (epóxi, poliéster, poliuretano acrílica, etc.), e um segundo que é o endurecedor.

A principal propriedade em uma ligação entre dois materiais é a adesão. A intensidade dessa adesão depende da qualidade do adesivo, do estado das superfícies dos dois materiais e das propriedades dessas superfícies (REIS, 1998).

A mistura deve ser realizada com um agitador mecânico ou manual até ficar homogêneo (Figura 3.1). Após a mistura da resina com o endurecedor, o material permanece viscoso durante certo tempo, o qual se pode trabalhar com o adesivo. Este intervalo de tempo denomina-se “pot life” (SOUZA e RIPPER, 1998).



Figura 3.1 – Mistura da resina epóxi com a consistência homogênea desejada (SOUZA, 2008).

As resinas devem ter altas capacidades de aderência e resistência mecânica. Segundo VAN GEMERT *et al.* (1983) citado por JUVANDES (2002) devem ser usados apenas adesivos epoxídicos para estes reforços, porém o boletim do C.E.B. nº 162 considera que tanto as resinas epoxídicas como as de poliéster conduzem a resultados seguros.

No entanto, a Tabela 3.1 apresenta dados que indicam que a resina ideal para a colagem do reforço é a epóxi, pelo fato de apresentar características favoráveis para o tipo de uso.

Tabela 3.1 – Propriedades de Resinas poliéster, viniléster e epóxi (RODRIGUES, 2015).

Propriedade	Poliéster	Viniléster	Epóxi
Resistência (MPa)	20-70	68-82	60-80
Extensão de rotura (%)	1-5	2-4	1-8
Módulo de elasticidade (GPa)	2-3	3.5	2-4
Densidade (g/cm ³)	1.2-1.3	1.12-1.16	1.2-1.3
Tg (°C)	70-120	102-150	100-270

Segundo CÁNOVAS (1998) citado por RELVAS (2004), os defeitos mais comuns com relação às falhas de aderência ocorrem por efeito de esforço cortante superficial na união aço x adesivo e por tensão de tração na união adesivo x concreto. O adesivo deve possuir módulo de elasticidade transversal menor nos apoios de vigas para combater o efeito de esforço cortante e resistência à tração por aderência maior que 1.5 MPa no meio do vão, onde os esforços de flexo-tração são maiores.

As propriedades mais relevantes da resina epóxi para este tipo de aplicação são a sua viscosidade; o período de aplicação e de endurecimento; e as suas propriedades mecânicas (módulo de elasticidade e tensão de rotura). A aplicação da resina não deve ser efetuada com uma temperatura ambiente inferior a 10°C (APPLETON *et al.*, 2004).

De acordo com BRANCO (2012), as resinas epóxicas apresentam diversas vantagens, de entre as quais:

- a) Boa capacidade de aderência a diferentes suportes;
- b) Ótima resistência mecânica;
- c) Resistência à corrosão;
- d) Tempo de cura baixo;
- e) Boa capacidade para acomodar superfícies de colagem irregulares ou espessas;
- f) Baixa fluência;
- g) Comparada com poliésteres, acrílicos e vinis possui baixa retração.

3.2 TÉCNICAS DE REFORÇO COM CHAPAS DE AÇO NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Segundo JUVANDES (2002), entre 1996 e 1998, o Japão classificou o reforço de um elemento de concreto armado por colagem em quatro categorias. Na Tabela 3.2, podemos ver as categorias através da distinção dos objetivos e das áreas de intervenção que as representam.

Tabela 3.2 – Classificação de um reforço segundo o “Japan Concrete Institute”.

Técnica de reparação		Objetivo do reforço	Área de investigação
Reforço por colagem	1	à flexão	pilares (pontes, edifícios), longarinas (pontes), vigas, lajes, chaminés
	2	ao corte	pilares (pontes, edifícios), longarinas (pontes), vigas, paredes, aberturas
	3	à compressão	pilares (pontes, edifícios)
	4	prevenção da deterioração	chaminés, túneis, postes

3.2.1 Vigas e lajes

As vigas e lajes podem ter reforços para solucionar problemas tanto causados por esforços devido ao momento fletor quanto por esforços devido à força cortante. No caso da ação do momento fletor, a falha decorre da insuficiência da taxa de armadura de tração, provocando fissuras na região central da viga e podendo levar a peça à ruína; ou por insuficiência da armadura na zona comprimida, parte superior da viga. No caso de deficiência quanto à força cortante, as falhas podem ocorrer devido à falta ou má colocação da armadura transversal (REIS, 1998).

REIS (1998), ressalta para o cuidado de aumentar a taxa de armadura da região tracionada, que pode deslocar a linha neutra e conseqüentemente aumentar a região comprimida do concreto, influenciando no comportamento elástico da peça e no seu estado tensional.

A Figura 3.2, apresenta a técnica referente ao reforço com chapas de aço devido a deficiências na força cortante e indica as duas possibilidades: a primeira com as chapas de aço e a resina epóxi e a segunda com as chapas de aço, resina epóxi e as buchas expansivas.

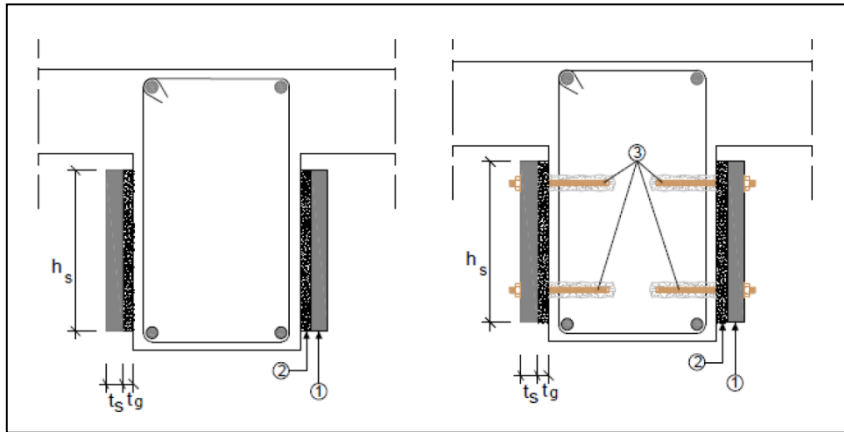


Figura 3.2 – Reforço com chapas de aço devido à força cortante com e sem buchas respetivamente (SOUSA, 2008).

A Figura 3.3 ilustra o reforço com chapas de aço em vigas devido à ação do momento fletor na zona tracionada.

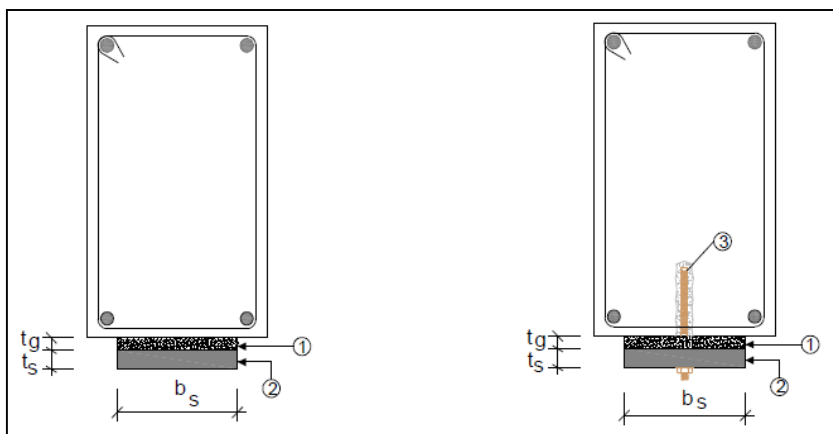


Figura 3.3 – Reforço com chapas de aço devido ao momento fletor com e sem bucha respetivamente (SOUSA, 2008).

De acordo com APPLETON et al. (1997), a Figura 3.4 a) é uma solução de reforço devido à força cortante executada com uma chapa contínua. O inconveniente dessa técnica é a elevada área de concreto a preparar e uma maior dificuldade na injeção da resina epóxi. Na ligação com a laje, recomenda-se o uso de uma cantoneira que é fixada através de buchas. Na Figura 3.4 b1) a solução de reforço é devida à força cortante executada com tiras de chapa e a ligação deve ser feita na face superior (laje) e na inferior da viga por barras através de cantoneiras fixadas com buchas metálicas.

O mesmo da Figura 3.3 ocorre para a ação do momento fletor, porém na parte inferior para deficiência nas armaduras de tração e na superior para deficiência nas armaduras de compressão.

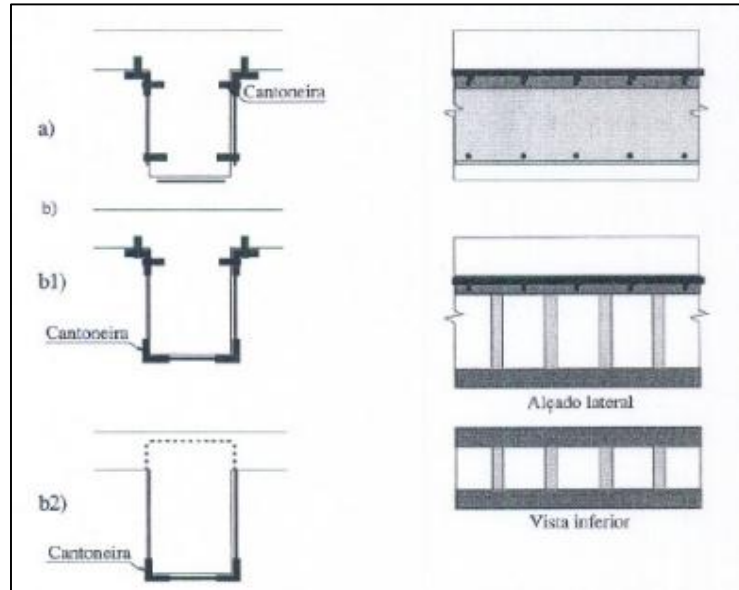


Figura 3.4 – Soluções de reforço (APPLETON, 1997).

Tabela 3.3 – Execução do reforço à força cortante com chapas de aço na viga de concreto armado.

	<p>Passo 1 – Lateral das vigas levemente descascadas para receber o reforço com chapas de aço em tiras, fixadas através de chumbadores (parabolt). Reforço executado por insuficiência de armadura transversal (estribos).</p>
	<p>Passo 2 – Aplicação da argamassa com uma tela metálica para auxiliar na aderência do aço com a argamassa.</p>




	<p>Passo 3 – Acabamento da superfície da viga, mostrando que o reforço com chapas de aço não alteram esteticamente a estrutura.</p>
---	---

Tabela 3.4– Execução do reforço ao momento fletor com chapas de aço na parte superior da viga

	<p>Passo 1 – Reforço com chapa de aço na parte superior da viga. Aderência da chapa através de um adesivo bi componente. Necessária abertura da alvenaria para a execução do serviço.</p>
	<p>Passo 2 – Colocação da chapa de aço contínua na face superior da viga com resina a base de epóxi e chumbadores mecânicos.</p>

As lajes apresentam o reforço apenas para a ação do momento fletor, devido à deficiência nas armaduras longitudinais comprimidas e/ou tracionadas.



Figura 3.5 – Reforço à flexão com chapas de aço em uma laje (HTECNIC, 2016).

A Figura 3.5 apresenta o reforço à flexão na face inferior da laje e mostra que a laje está com deficiência de armadura longitudinalis tracionadas nas duas direções. Neste caso, as buchas mecânicas estão dispostas apenas nos encontros das chapas nas duas direções.

3.2.2 Pilares

Nos pilares, o reforço com chapas de aço pode vir através da colocação de cantoneiras metálicas nos quatro cantos ou através do confinamento pelo encamisamento metálico.

De acordo com o investigador Andriei Beber citado pela revista *Téchne* (2004), o reforço com chapas de aço em pilares de concreto armado é uma das melhores técnicas existentes, pelo fato do alto desempenho dos adesivos com base epóxi; ser um método eficiente e de fácil execução; além de não haver grandes aumentos das dimensões do elemento estrutural.

CÁNOVAS (1988) citado por TAKEUTI (1999) sugere que para o funcionamento conjunto do reforço com a estrutura, deve-se utilizar um material de alta resistência à compressão, na união do aço com o concreto, criando-se uma camada rígida capaz de transmitir as cargas e eliminar contatos pontuais. Com isso obtêm uma perfeita e rígida união de todos os elementos da estrutura (vigas, lajes, fundações, entre outros) ao reforço.

Os pilares costumam ser reforçados do seguinte modo, segundo CÁNOVAS (1984):

Passo 1: eliminar os cantos vivos dos pilares de concreto, para facilitar o encaixe das cantoneiras;

Passo 2: colocação das cantoneiras nos quatro cantos do pilar com resina epóxi, unidas lateralmente por presilhas soldadas.

Passo 3: União do pilar as vigas ou lajes ou fundação através de cantoneiras metálicas e ponteamto com solda nessas uniões;

Passo 4: Travamento com pontos de solda de todo o conjunto.

Recomenda-se o reforço dos pilares ir até a fundação atravessando as vigas e lajes. Caso contrário deve-se analisar como os esforços transmitidos das bases e topos dos pilares vão afetar o concreto nas lajes ou vigas.

Podemos perceber com a Figura 3.6 que o reforço é realizado com cantoneiras dispostas nos cantos, coladas ao concreto com uma resina epóxi injetada. As cantoneiras são ligadas entre si por barras soldadas ao perfil. A Figura 3.7 mostra o detalhe da ligação entre os pilares e as vigas ou lajes, deve-se tomar muito cuidado caso o reforço não é contínuo durante toda a estrutura até a fundação. Neste caso, deve-se analisar como os esforços transmitidos pelos capitéis e pelas bases vão afetar o concreto.

A Figura 3.8, mostra o detalhe na ligação do reforço de um pilar com a fundação. A qual é feita através de esquadros metálicos soldados aos perfis, fixos à fundação por chumbadores.

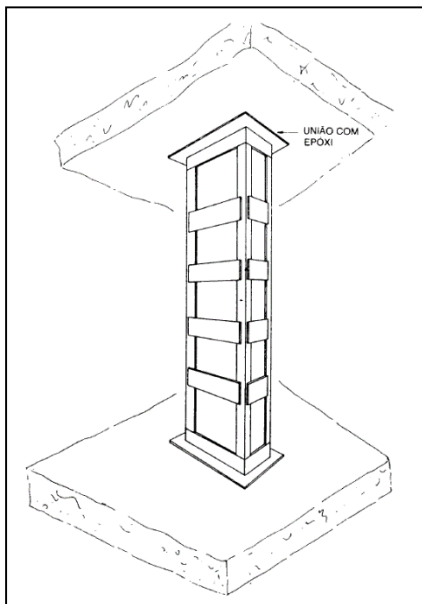


Figura 3.6 – Pilar reforçado com armaduras exteriores (TAKEUTI, 1999).

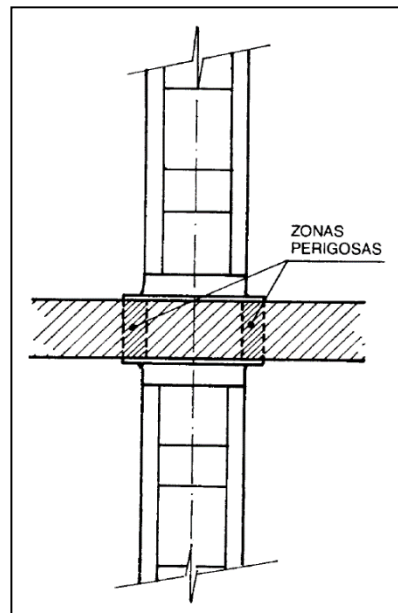


Figura 3.7 – Zona delicada do reforço em pilares com chapas de aço (TAKEUTI, 1999).

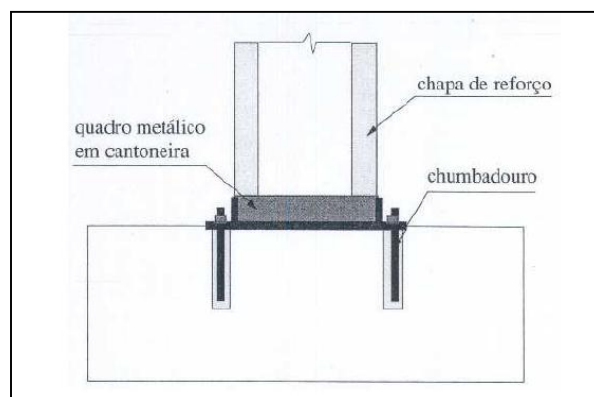


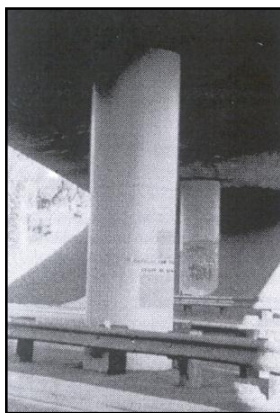
Figura 3.8 – Detalhe da ligação do reforço no pilar à fundação (SOUSA, 2008).

Segundo BENTO *et al.* (2003) a técnica de reforço por encamisamento metálico de um pilar:

(...) consiste na colocação de uma manga metálica a toda a volta do pilar ou apenas nos troços críticos (roturas plásticas ou zonas de emendas de varões). No caso de seções circulares a manga será circular (...)

Segundo o Eurocódigo 8 (2005), o encamisamento metálico é aplicado principalmente para colunas com a finalidade de aumentar a resistência ao esforço transversal, ductilidade e resistência à compressão por confinamento.

A principal intervenção por meio do encamisamento metálico é o mau comportamento das estruturas às ações sísmicas. A eficácia desta solução foi comprovada na prática após o sismo de “Northridge” em 1994, em que nenhum dos pilares que se encontravam reforçados por essa técnica sofreu danos significativos (Figura 3.9 a), enquanto que os pilares não reforçados ocorreram a rotura ou apresentaram danos significativos (Figura 3.9 b). A ação combinada do esforço axial e momentos fletores (flexão composta) provoca na zona comprimida da seção transversal do pilar uma dilatação, que irá ser restringida pelas chapas metálicas que confinam o elemento, resultando um significativo aumento da resistência à compressão do concreto, mas também um aumento da ductilidade e da resistência à flexão. (BENTO *et al.*, 2003).



a) Pilar com reforço no sismo de “Northridge”



b) Pilar sem reforço no sismo de “Northridge”

Figura 3.9 – Pilares em um viaduto em Vale do São Francisco (BENTO, 2003).

A ligação entre as chapas e o pilar é feita com uma argamassa não retrátil e parafusos metálicos que são assegurados por meio de resina epóxi.



a) Encamisamento

b) detalhe do encamisamento na fundação

Figura 3.10 – Encamisamento de um pilar com chapas metálicas (HTECNIC, 2016).

Na Figura 3.10 a) mostra-se um pilar encamisado com chapa de aço e onde se percebe que as seções não são muito afetadas geometricamente. Na Figura 3.10 (b) tem-se um detalhe da ligação do reforço com a fundação do pilar, executada através de cantoneiras metálicas e fixadas com chumbadores na base.

4 REGULAMENTAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO

4.1 REGULAMENTAÇÃO

As regulamentações utilizadas no Brasil e na Europa são as seguintes: boletim do Comitê Euro-Internacional do Concreto (CEB), que apresenta uma abordagem mais consistente do reforço e o Eurocódigo 8, com a abordagem específica para a avaliação sísmica e apresenta o reforço de forma superficial. Ainda não existe uma regulamentação específica criada no território brasileiro, nem português.

4.1.1 CEB

O Comitê Euro-Internacional do Concreto (CEB) apresenta um boletim informativo, criado em Agosto de 1983, que contém uma síntese de conhecimento, capaz de servir como um guia prático para uma reformulação mais racional das estruturas de concreto reparadas e/ou reforçadas.

É o guia de reforço estrutural mais usado até os dias atuais e reúne diversas técnicas, mostrando o passo a passo desde a avaliação da estrutura até o dimensionamento e a avaliação da eficácia das intervenções.

No que diz respeito ao reforço com chapas de aço o boletim usa a expressão “colagem de chapas de aço finas” (*glueing of thin steel sheets*) e diz que o método consiste em colar o reforço a uma estrutura de concreto armado em formas de placas finas. Descreve os principais e especiais requisitos dessa técnica da seguinte forma:

- a) Excelente ligação entre a resina e o concreto, bem como entre a resina e o aço, que exige condições de superfície especiais e condições climáticas durante a fase de colagem;
- b) Para a camada de resina a espessura não deve ser superior a 1.5 mm e para as chapas de aço não devem exceder 3.0 mm, no caso da utilização de sistemas de ancoragens especiais podem ser usadas espessuras maiores, não superior a 10 mm;
- c) Apertando-se as chapas de aço coladas em elementos de concreto, usando a luz, e uma pressão uniforme durante pelo menos 24 horas (dependendo principalmente da formulação da resina e da temperatura ambiente);
- d) Finalmente, a parte reforçada dos elementos de concreto tem de ser protegidas contra mudanças de temperatura e especialmente contra incêndios.

4.1.2 Eurocódigo 8

O Eurocódigo 8, trata do “Dimensionamento de Estruturas com Resistência Sísmica”, e especificamente na parte 4 da “Avaliação e Reforço de edifícios” criada em 1995, atualizada em junho de 2005 (parte 3). Segundo APPLETON (2006) no método proposto pelo EC8 não se pretende apenas garantir a segurança da estrutura, mas também prever e controlar o seu comportamento ao sismo.

O EC 8 (1995) apresenta mais informações referentes ao tipo de reforço aqui abordado, apesar de uma abordagem superficial e com mais foco na ação sísmica.

O capítulo 2 apresenta informações necessárias para a avaliação estrutural, contendo as informações gerais e dados de entrada mínimos.

O capítulo 3 aborda a avaliação estrutural relacionada à ação sísmica e os métodos de avaliação não lineares; combinações de ações; estimativa de características estruturais reais de elementos de construção antes da intervenção.

No capítulo 4 é apresentado decisões de intervenção estrutural, abordando medidas imediatas após um sismo; os critérios técnicos e gerais para uma intervenção estrutural; os tipos de intervenções existentes; e as justificativas da escolha de intervenção. O reforço com chapas de aço está incluso no item 4.2.3 h) adição de novos elementos estruturais.

No capítulo 5 (*Redesign of repair resist strengthening* – Redesenho de reparação e/ou reforço) tem uma breve análise do dimensionamento do reforço com chapas de aço, abordando os procedimentos para a escolha do tipo de reforço.

O capítulo 6 aborda sobre a garantia da qualidade das intervenções, apresentando como deve ser feito o controle de qualidade dos documentos, da execução e da manutenção do reforço.

O EC 8 atualizado em 2005 é apresentado com um enfoque maior na análise sísmica, com métodos para a prevenção dos edifícios ao colapso na presença da ação sísmica. Porém, apresenta duas técnicas que não aparecem na versão anterior, o encamisamento do concreto armado com chapas de aço e o reforço com FRP (tecnologia inovadora), apenas no caráter informativo.

No ANEXO A da norma contém informações específicas para a avaliação de edifícios de concreto armado em seu estado atual, e para a sua melhoria, quando necessário. No item A.4 detalha os modelos para o reforço da estrutura de concreto armado, mostrando o encamisamento do concreto com chapas de aço e a técnica de reforço FRP.

4.2 DIMENSIONAMENTO

Para iniciar o dimensionamento do reforço, deve começar ser analisado a estrutura existente, definidos os coeficientes de segurança de acordo com as causas para o reforço e avaliados os esforços atuantes e resistentes. Será necessário recorrer ao reforço da estrutura sempre que os esforços atuantes se revelem superiores aos resistentes. O dimensionamento é baseado na norma Eurocódigo 2, que apresenta o dimensionamento de estruturas novas, adaptado à segurança e à adição das armaduras exteriores (chapas de aço).

4.2.1 Verificação da segurança no projeto de reforço

A verificação da segurança da estrutura existente deve se basear no comportamento estrutural durante sua vida útil, respeitando os estados limites últimos e de utilização (SOUSA, 2008).

Segundo REIS (1998) a elaboração de regras específicas para a reabilitação de estruturas é bastante complexa e muitas normas já usuais para estruturas novas estão sendo seguidas ou adaptadas para serem utilizadas no dimensionamento de determinados tipos de reforço. Os coeficientes de segurança sofrem adaptações para específicas técnicas considerando as incertezas com relação às informações obtidas no levantamento de dados, no desempenho e na consideração das características residuais das novas técnicas e materiais usados no reforço.

Referindo-se ao reforço e à verificação da segurança aos estados limites de utilização deve-se simular os danos existentes e o próprio reforço através da correção das propriedades das seções (APLETTON, 1997).

A verificação a segurança com relação aos estados limites últimos é expressa em projetos de reforço através das seguintes expressões:

$$S_d = S(s_k * \gamma_f) < R(f_k * \gamma_m) = R_d \quad (4.1)$$

$$S'_d = \gamma_{sd} * S(s'_k * \gamma'_f) < \gamma_R * \gamma_n * R\left(\frac{f'_k}{\gamma'_m}\right) = R'_d \quad (4.2)$$

Onde:

S_d – valor de cálculo dos esforços atuantes na estrutura existente (kN);

s_k – valor característico das ações a serem consideradas no projeto (kN);

R_d – valor de cálculo dos esforços resistentes atuantes na estrutura (kN);

f_k – valor característico das resistências dos materiais, consideradas na estrutura original, avaliados pela extração de corpos de prova em estruturas já existentes (MPa);

γ_f - coeficientes de segurança relativos às ações;

γ_m – coeficiente de minoração da resistência dos materiais;

γ_{sd} – coeficiente parcial de segurança que considera as incertezas do modelo de análise previsto;

γ_R – é o coeficiente que considera o tipo e o nível de dano da estrutura;

γ_n – é o coeficiente de comportamento, ou de monolitismo, que afeta exclusivamente a parcela que corresponde à contribuição do elemento de reforço.

Os parâmetros seguidos de apóstrofe (') se referem à estrutura reforçada.

O coeficiente de segurança, γ_{sd} , com relação ao material a ser adicionado para o reforço pode ser adotado como os usuais em estruturas novas ou serem majorados em estruturas danificadas. Segundo SOUZA (1990), o coeficiente γ_{sd} pode ser estimado em:

$\gamma_{sd} = 1.1$ para esforços originados de ações permanentes;

$\gamma_{sd} = 1.2$ para esforços originados de ações variáveis.

Caso haja danos severos, SOUZA e RIPPER (1998) propõe que esses valores sejam majorados em 20%.

O coeficiente de minoração da resistência dos materiais $\gamma_m \geq 1$, é obtido em função da variabilidade da resistência de cada material, da diferença entre a resistência real e a que se avalia pelos ensaios de caracterização e das incertezas existentes quanto ao processo de fabricação e o controle de qualidade dos materiais. Para os materiais de reforço os valores serão mais elevados, forçando esses materiais a trabalharem a tensões mais baixas, compatíveis com a transmissão de esforços a ser feita (RIPPER, 2005).

A relação entre os coeficientes deve seguir, segundo RIPPER (2005):

$$\gamma_m = \frac{\gamma'_m}{1.10} \quad (4.3)$$

Limitando-se a:

$$\gamma_c \geq 1.20 \text{ e } \gamma_s \geq 1.05$$

Segundo REIS (1998):

Para definir os valores dos coeficientes de segurança γ'_f relacionados com as ações atuantes na peça reabilitada, o CEB (1983) não recomenda especificamente nenhum valor [...] No caso, o valor de γ'_f fica a critério de cada projetista e dependem das incertezas sobre a forma de atuação das ações e das condições em que foram feitos o levantamento de dados e a inspeção da estrutura danificada.

O CEB (1983) recomenda as alterações dos coeficientes de majoração (γ'_g) da seguinte forma:

$$\gamma'_g = \begin{cases} 1.1 * (\gamma_g - 0.1) & \text{Para estruturas danificadas} \\ 1.0 * (\gamma_g - 0.1) & \text{Para estruturas novas} \end{cases} \quad (4.4)$$

$$\gamma'_q = \begin{cases} 1.1 * \gamma_q & - \text{Para estruturas danificadas} \\ 1.0 * \gamma_q & - \text{Para estruturas novas} \end{cases} \quad (4.5)$$

Onde:

γ'_g - coeficiente de majoração para as ações permanentes em estruturas existentes;

γ'_q - coeficiente de majoração para as ações variáveis em estruturas existentes.

O coeficiente $\gamma_n \leq 1$, relaciona as características da estrutura com o reforço como estruturas monolíticas, tendo como base resultados experimentais. Além de considerar incertezas do comportamento dos elementos reforçados para cada tipo de elemento estrutural e tecnologia de reforço empregada (RODRIGUES, 1993).

Deve-se obtê-lo relacionando os esforços resistentes da estrutura reforçada com os esforços resistentes de uma estrutura monolítica:

$$\gamma_{n,M} = \frac{M_{u,ref}}{M_{u,m}} \text{ e } \gamma_{n,V} = \frac{V_{u,ref}}{V_{u,m}} \quad (4.6)$$

Sendo:

$M_{u,ref}$ – momento resistente último da estrutura reforçada (kN.m);

$M_{u,m}$ – momento resistente último da estrutura monolítica (kN.m);

$V_{u,ref}$ – cortante resistente último da estrutura reforçada (kN);

$V_{u,m}$ – cortante resistente último da estrutura monolítica (kN).

De acordo com APLETTON *et al.* (1997), podemos admitir um coeficiente de monolitismo para a flexão e para a força cortante em vigas de $\gamma_{n,M} = 1.00$ e $\gamma_{n,V} = 0.90$ respetivamente.

4.2.2 Avaliação dos esforços atuantes e resistentes

De acordo com APLETTON *et al.* (1997):

A avaliação dos esforços atuantes e resistentes envolve procedimentos que apresentam algumas diferenças em relação ao projeto de obras novas. Na avaliação dos esforços atuantes a análise elástica linear não é frequentemente o modo mais adequado porque a estrutura eventualmente danificada já não apresenta uma resposta desse tipo. [...] Assim, os modelos de análise linear seguida de redistribuição de esforços ou de análise plástica são frequentemente adotadas em projetos de reforço.

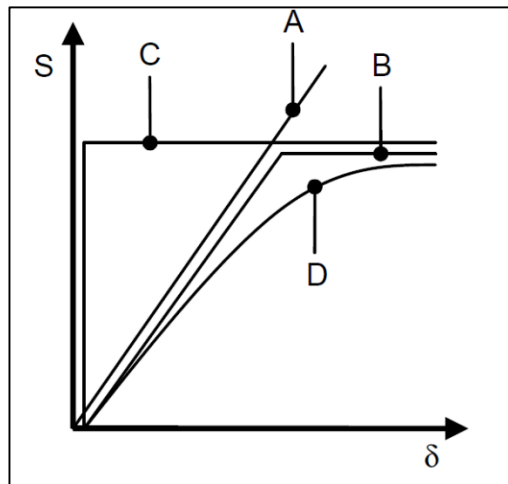


Figura 4.1 – Modelos de análises (SOUSA, 2008).

Na Figura 4.1, demonstra os modelos de análise possíveis, sendo:

- A. Modelo elástico linear;
- B. Modelo elástico linear com redistribuição de esforços;
- C. Modelo plástico;
- D. Modelo não linear.

A análise do modelo B geralmente é a mais usual, tendo em conta a facilidade de aplicação, já o modelo C é raramente utilizado por conta da sua complexidade numérica, apesar de ser o modelo que mais chega próximo a realidade.

Com a análise linear com redistribuição de esforços podemos ter deficiências localizadas da segurança na ordem de 10 a 15%, porém deve-se tomar cuidado com redistribuições excessivas para não comprometer o funcionamento em serviço da estrutura (RODRIGUES, 2015).

Segundo o Eurocódigo 2, no caso de vigas ou lajes contínuas solicitadas predominantemente à flexão e a relação entre vãos adjacentes esteja entre 0.5 e 2.0, a relação entre o momento após a redistribuição e o momento fletor elástico deve seguir as seguintes condições:

$$\delta \geq k1 + k2 * \frac{x}{d} \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (4.7)$$

$$\delta \geq k3 + k4 * \frac{x}{d} \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (4.8)$$

Onde:

δ – relação entre o momento após a redistribuição e o momento fletor elástico;

X – profundidade do eixo neutro no estado limite último após a redistribuição (m);

d – altura útil da seção (m).

Valores recomendados $k_1=0.44$; $k_2=1.25*(0.6+0.0014/\varepsilon_{cu2})$, $k_3=0.54$; $k_4=1.25*(0.6+0.0014/\varepsilon_{cu2})$.

ε_{cu2} – extensão última da armadura.

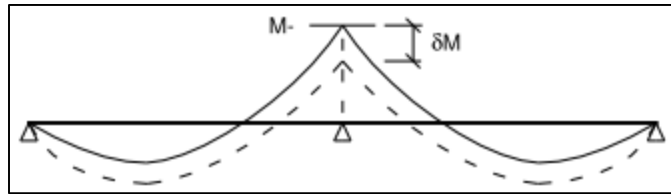


Figura 4.2 – Redistribuição dos esforços (RODRIGUES, 2015).

Na Figura 4.2, observa-se como é feita a redistribuição de esforços, sendo a linha tracejada o momento após a redistribuição, a linha contínua o momento fletor elástico e a diferença entre eles o δ .

O cálculo dos esforços atuantes (S_d) é efetuado através de um programa de cálculo automático de estruturas, que deve ser configurado através das informações existentes da estrutura, como dimensões e resistências características dos materiais.

4.2.3 Características residuais

Ter o conhecimento das características residuais da estrutura danificada permite determinar dados relacionados à rigidez e à resistência da peça que são necessários durante a definição das hipóteses de cálculo do dimensionamento do reforço (REIS, 1998).

Segundo SOUSA (2008):

Na determinação dos esforços resistentes deve-se ter em consideração as características mecânicas residuais dos elementos existentes, ou seja, as características mecânicas remanescentes da estrutura pós-danificada [...]

Existem três (3) métodos possíveis na determinação das características mecânicas residuais segundo SOUSA (2008):

- Estimativa analítica: é realizada uma estimativa das propriedades mecânicas dos materiais a partir de gráficos apresentados pelo CEB que ilustram a evolução dessas propriedades com o grau de corrosão, sismos e incêndios;
- Ensaio de carga: são realizados em estruturas que podem apresentar uma deformação significativa sob um carregamento possível de aplicar e cuja rotura ocorre com prévio aviso.
- Estimativa empírica: consiste na multiplicação das propriedades iniciais dos materiais por coeficientes redutores que procuram ter em conta o efeito dos danos da estrutura existente.

O método da estimativa empírica é o mais prático dos três, pois as características mecânicas residuais são obtidas através de coeficientes de correção de rigidez e da capacidade resistente.

$$R_{residual} = v_R * R_{inicial} \quad (4.9)$$

$$K_{residual} = \nu_K * K_{inicial} \quad (4.10)$$

Onde:

$R_{residual}$ e $K_{residual}$ – Características residuais de resistência e rigidez;

ν_R e ν_K – Coeficientes de correção da capacidade resistente e de rigidez;

$R_{inicial}$ e $K_{inicial}$ – Características iniciais de resistência e rigidez antes da deterioração.

O CEB (1983) indica os valores de acordo com o dano. Como pode ser visto nas tabelas a seguir.

Tabela 4.1 – Coeficiente ν_R para danos provocados por sismos (SOUSA, 2008).

CONSTRUÇÃO	NÍVEL DE DANO			
	NÍVEL A	NÍVEL B	NÍVEL C	NÍVEL D
Nova	0.95	0.75	0.45	0.15
Antiga	0.8	0.6	0.3	0
Nível A	Fissuras de flexão isoladas com larguras inferiores a 1 – 2 mm, desde que um cálculo simples demonstre que estas fissuras não são devidas a deficiência da armadura para as ações de dimensionamento, mas sim devidas a efeitos localizados (juntas de construção, ações térmicas iniciais, retrações, etc.).			
Nível B	Várias fissuras de flexão largas, ou fissuras de corte diagonais isoladas com larguras inferiores a cerca de 0.5 mm, não existindo deslocamentos residuais.			
Nível C	Fissuras de corte bi diagonais e/ou esmagamento localizados no concreto devidos a corte e compressão, não existindo deslocamentos residuais apreciáveis; ocorrência de fendilhação em nós de ligação viga/pilar.			
Nível D	Rotura do núcleo de concreto do elemento, encurvadura dos varões (o elemento perdeu a continuidade mas não colapsou), existindo apenas pequenos deslocamentos residuais (verticais e horizontais); ocorrência de danos severos em nós de ligação pilar/viga.			

Tabela 4.2 – Coeficiente ν_R para danos provocados por incêndios (SOUSA, 2008).

CONSTRUÇÃO	NÍVEL DE DANO			
	NÍVEL A	NÍVEL B	NÍVEL C	NÍVEL D
Nova	0.95	0.8	0.65	0.4
Antiga	0.9	0.75	0.6	0.3
Nível A	Sem danos, excepto algum descasque mínimo do acabamento e/ou do concreto.			
Nível B	Acabamento bastante afetado, algum descasque do concreto; microfissuração generalizada da superfície do concreto e eventual corrosão, o que dependerá dos agregados.			
Nível C	Arranque generalizado do acabamento, descasque significativo do concreto e eventual cor cinzento avermelhado/esbranquiçado; os varões ainda estão aderentes ao betão, sem que mais que um varão no caso de pilares ou até 10% da armadura principal no caso de vigas e lajes, tenha encurvado.			
Nível D	Danos severos, descasque generalizado do concreto deixando à vista praticamente toda a armadura; o concreto possui uma cor amarelo acastanhado; mais do que um varão no caso de pilares ou até 50% da armadura principal no caso de vigas e lajes encurvou, podendo existir distorção dos pilares; eventuais fissuras de corte com poucos mm de largura dos pilares; eventuais fissuras de flexão/corte com vários mm de largura nas vigas e lajes e possíveis flechas apreciáveis			

Tabela 4.3 – Coeficiente ν_R para danos provocados pela corrosão (SOUSA, 2008).

CONSTRUÇÃO	NÍVEL DE DANO			
	NÍVEL A	NÍVEL B	NÍVEL C	NÍVEL D
Nova	0.95	0.8	0.6	0.35
Antiga	0.85	0.7	0.5	0.25
Nível A	Manchas de ferrugem, alguma fendilhação longitudinal, perda de secção de armadura < 1%.			
Nível B	Manchas de ferrugem, alguma fendilhação longitudinal e transversal, algum descasque do concreto, perda de secção da armadura a < 5%.			
Nível C	Manchas de ferrugem, fendilhação extensa, descasque significativo do concreto, perda de secção da armadura a < 10%.			
Nível D	Manchas de ferrugem, fendilhação extensa, descasque do concreto em algumas zonas deixando a armadura à vista, perda de secção da armadura a < 25%, eventuais deslocamentos residuais.			

4.2.4 Dimensionamento vigas e lajes

O método de cálculo foi baseado em estudos experimentais e no Eurocódigo 2 (2010), que contém o dimensionamento de seções novas, e foram adaptadas a estruturas já existentes.

No dimensionamento da seção à flexão com chapas de aço devemos ter atenção à verificação da segurança da ligação entre o material de reforço e o elemento a reforçar, sendo decisivo a ótima ligação para a eficiência do reforço.

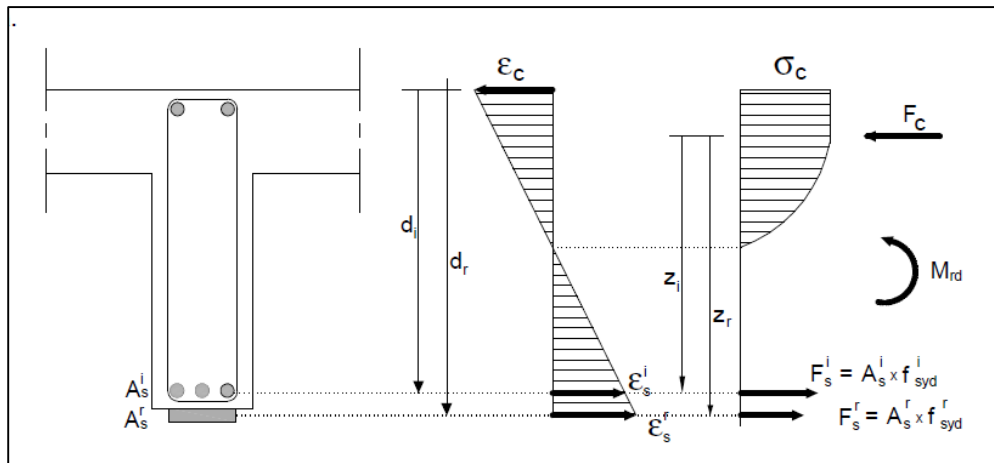


Figura 4.3 – Modelo de cálculo de viga à flexão reforçada com chapas de aço (SOUSA, 2008).

A Figura 4.3 é o modelo de uma viga usado para o equilíbrio de forças que a mesma está submetida. Nota-se que é parecido com o modelo de cálculo de uma viga comum, porém tem a presença da armadura adicional na parte inferior.

O primeiro passo é o cálculo do momento resistente:

$$M_{Rd} = \gamma_{n,R} * (A_s^{eq} * z_{eq} * f_{syd}^i) \quad (4.11)$$

Onde:

A_s^{eq} – é a área de armadura equivalente (m^2), calculada a partir da seguinte expressão:

$$A_s^{eq} = A_s^i + A_s^r * \frac{f_{syd}^r}{f_{syd}^i} \quad (4.12)$$

$$z_{eq} = \frac{A_s^i * z_i * f_{syd}^i + A_s^r * z_r * f_{syd}^r}{A_s^i * f_{syd}^i + A_s^r * f_{syd}^r} \quad (4.13)$$

Onde:

f_{syd}^i – tensão de cedência do aço da armadura existente (MPa);

f_{syd}^r – tensão de cedência do aço da armadura de reforço (MPa).

Admitindo $z=0.9*d$:

$$M_{Rd} = \gamma_{n,R} * (A_s^{eq} * 0.9 * d_{eq} * f_{syd}^i) \quad (4.14)$$

Com tabelas correntes de dimensionamento de armaduras (ábacos) conseguimos determinar a área de aço equivalente (A_s^{eq}). E com isso:

$$A_s^r = \frac{f_{syd}^r}{f_{syd}^i} * (A_s^{eq} * \frac{d_{eq}}{d_r} - A_s^i * \frac{d_i}{d_r}) \quad (4.15)$$

O segundo passo é a verificação da segurança da ligação entre o material de reforço e o concreto existente.

Quando a aderência do reforço à superfície de concreto é feita apenas com a resina epóxi, a transmissão de esforços é assegurada pela aderência entre aço/cola/concreto.

Caso a ligação seja complementada com buchas, deve-se contar a resistência ao corte dos parafusos.

Pode-se admitir uma distribuição plástica uniforme das tensões de corte (Figura 4.4).

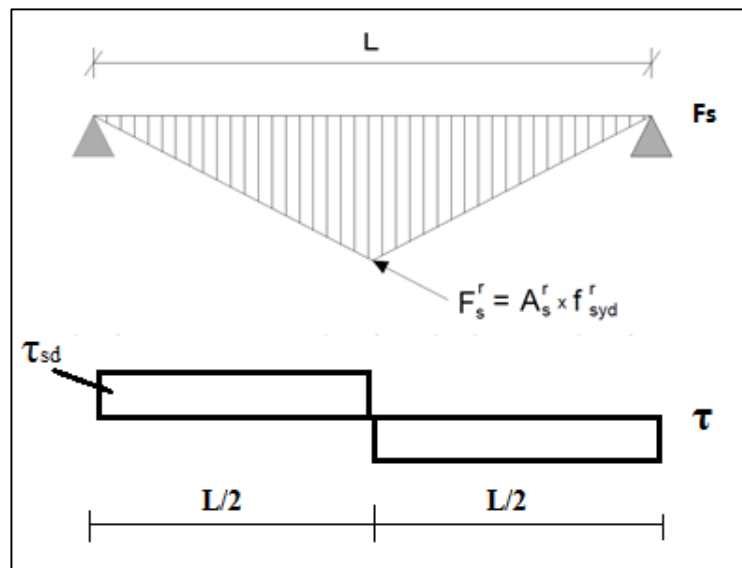


Figura 4.4 – Distribuições plásticas das tensões de aderência (APLETTON, 1997).

Para a verificação da segurança em relação à aderência aço/concreto não existem indicações normativas.

Com base em experiências realizadas, propõem os seguintes critérios:

a) Ligação sem buchas:

$$F_s^r = A_s^r * f_{syd}^r \leq \tau_{sd} * b * \frac{L}{2} \quad (4.16)$$

Sendo: $\tau_{sd} \leq \begin{cases} f_{ct,min} \\ 2 \text{ MPa} \end{cases}$

Onde:

τ_{sd} – tensão de aderência resistente (MPa)

b – base da viga (m)

L – comprimento da seção (m)

b) Ligação com buchas:

$$F_s^r = A_s^r * f_{syd}^r \leq n * F_b + \gamma * \tau_{sd} * b * \frac{L}{2} \quad (4.17)$$

Onde:

F_b – força resistente de corte de uma bucha (MPa)

n – número de buchas colocadas ao longo de L/2

τ_{sd} – tensão de aderência aço/resina/concreto mobilizada em conjunto com F_b que deve ser considerada na ordem de 0.50 MPa.

De acordo com APLETTON *et al.* (1997), experimentos comprovaram que a ligação com buchas é vantajosa. Nos casos que não foram utilizadas, observou o arranchamento da chapa nas extremidades conduzindo a um colapso prematuro. A recomendação é colocar pelo menos nas extremidades das chapas.

O dimensionamento à força cortante pode ser realizado através do cálculo de estribos, que considera um modelo das bielas de inclinação variável, e por suprir a deficiência dessas armaduras.

O primeiro passo é calcular a força cortante máxima:

$$V_{sd} \leq V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} * b_i * z_i * v_1 * f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (4.18)$$

(Eurocódigo 2)

Onde:

v_1 – coeficiente de redução da resistência do concreto fendilhado por força cortante;

α_{cw} – coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;

$$1 \leq \cot\theta \leq 2.5$$

θ – Ângulo de inclinação das bielas transversais.

b_i – base da viga (m)

O segundo passo é calcular a área de aço do reforço ($\frac{A_{sw}^r}{s}$) necessária, sendo a força cortante atuante maior que a força cortante resistente, por isso a necessidade do reforço:

$$V_{sd} > V_{Rd,s} = \gamma_{n,R} * \left(z_i * \frac{A_{sw}^i}{s} * \cot\theta * f_{yd}^i \right) + \gamma_{n,R} * \left(z_r * \frac{A_{sw}^r}{s} * \cot\theta * f_{yd}^r \right) \quad (4.19)$$

Onde:

A_{sw} – área da seção transversal das armaduras de força cortante (m^2);

s – espaçamento dos estribos (m);

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de força cortante (MPa).

$z=0.9*d$

$\gamma_{n,R}$ – coeficiente de monolitismo (no caso das vigas e lajes o coeficiente adotado é 1.0)

Podemos utilizar as chapas de aço para reforço de vigas à força cortante através de duas formas: chapas contínuas ou tiras de chapa. Para as chapas contínuas pode-se utilizar a seguinte relação: $\frac{A_{sw}}{s} = 2 * e$, sendo e = espessura da chapa. Na utilização de tiras (bandas) de chapa o espaçamento (s) entre os centros das chapas deve ser no máximo 0.75 da altura útil da viga (d) e utiliza-se a seguinte relação: $\frac{A_{sw}}{s} = \frac{b * e * 2}{s}$.

4.2.5 Dimensionamento pilares

Os pilares são dimensionados à flexão composta, e o cálculo é semelhante aos efetuados no cálculo de seções novas à flexão composta.

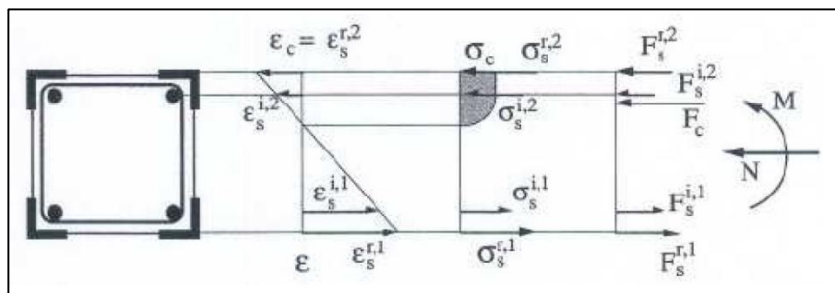


Figura 4.5 – modelo de cálculo de pilares à flexão composta reforçado com cantoneiras metálicas (SOUSA, 2008).

Segundo APLETTON *et al.* (1997):

Quando a distância entre as armaduras iniciais e de reforço é pequena é possível, de forma simplificada, utilizar as tabelas de dimensionamento corrente resultando desse cálculo uma área de aço total, A_s^{eq} [...] No caso da utilização de cantoneiras recomenda-se como dimensão mínima cantoneiras de 50x50x5 mm.

A área de aço equivalente é obtida a partir ábaco de flexão composta das estruturas de concreto armado, que varia de acordo com as características dos materiais. Obtemos o valor de μ e u a partir do momento e força normal do sistema monolítico (obtidos dividindo o solicitante pelo coeficiente de monolitismo) e com isso o valor de w por interpolação. Com a fórmula seguinte conseguimos a área de aço equivalente:

$$w = \frac{A_s^{EQ} * f_{cd}}{b * h * f_{yd}} \quad (4.20)$$

Após a determinação da área de aço equivalente, acha-se a área de aço do reforço substituindo os valores na expressão abaixo:

$$A_s^{eq} = A_s^i + A_s^r * \frac{f_{syd}^r}{f_{syd}^i} \quad (4.21)$$

Com a área de aço do reforço, obtém-se a área das cantoneiras, através da seguinte expressão:

$$A_s^{cant} = \frac{A_s^r * 2}{c} \quad (4.22)$$

Onde:

A_s^{cant} – área de aço por cantoneira (m²)

c – número de cantos com cantoneira.

Sendo que:

$$s_{ch} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} b \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (4.23)$$

Onde:

s_{ch} - espaçamento entre as cantoneiras ao longo do pilar (m);

b – base da cantoneira (m).

Para a utilização de buchas ser viável, a chapa de aço a ser usada deve ser suficientemente elevada ou o recobrimento do concreto ser suficiente para que as buchas não interfiram com a armadura inicial.

5 PARTE EXPERIMENTAL – ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL EM MODELOS DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

O estudo experimental realizado consistiu no ensaio de cinco vigas de concreto armado com seção transversal retangular. Duas dessas peças foram reforçadas pela fixação de uma chapa de aço com chumbadores mecânicos na região tracionada na face inferior das vigas, coladas através da resina epóxi (V3 e V4). Uma peça foi reforçada na face inferior (flexão) através de resina epóxi e chumbadores mecânicos e na face lateral (força cortante) através de resina epóxi. E as outras duas peças não reforçadas (V1 e V2), apenas com as armaduras convencionais de uma viga.

O cálculo das armaduras longitudinais foi baseado na NBR 6118 (ABNT, 2014) de forma que a rotura da peça ocorra com o escoamento do aço. As armaduras transversais (estribos) foram dimensionadas para a peça ficar superdimensionada ao esforço cortante, para que fosse enfatizado o efeito do reforço a flexão.

As vigas foram moldadas em cofragens de madeira, com dimensões de $0.12 \times 0.20 \times 1.06 \text{ m}^3$.

As chapas de aço carbono usadas foram da classe SAE 1020 – $785 \times 80 \times 2 \text{ mm}^3$.

A preparação da superfície para receber o reforço foi realizada fazendo-se o desbaste da face inferior da viga, retirando-se todo o material solto e tornando a superfície rugosa.

5.1 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA BASE

As cinco vigas ensaiadas terão as mesmas dimensões de $0.12 \times 0.20 \times 1.00 \text{ m}^3$ (Figura 5.1), concretadas com concreto de classe C30. Comportarão também a mesma quantidade de armadura, adiante definida, com recobrimento de 2 cm.

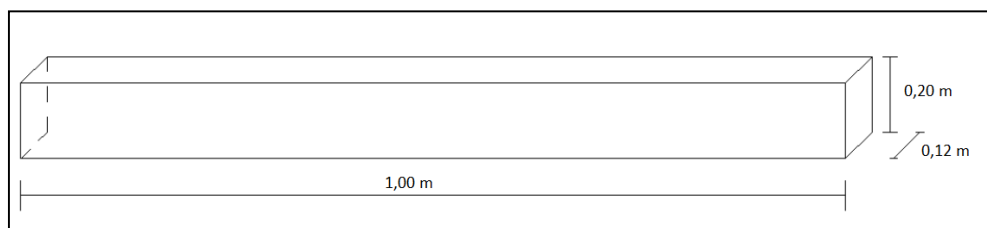


Figura 5.1 – Dimensões das vigas ensaiadas.

PARTE EXPERIMENTAL

A resistência característica do concreto C30, é $f_{ck} = 30$ MPa, sendo apenas uma estimativa para os cálculos iniciais, atualizada posteriormente através de ensaios específicos. A resistência característica do aço a tração da classe CA 50, é $f_{yk} = 500$ MPa. Por se tratar de um ensaio curto e controlado não serão utilizados coeficientes de majoração e minoração de esforços, assumindo $f_{yd} = f_{yk}$ e $f_{cd} = f_{ck}$.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) preconiza que a deformação do aço desejada deve ser pelo menos a de escoamento, por questões de ductilidade, ou seja, para o aço CA 50, $\epsilon_{yd} = 2.07\%$. Para que seja atingido a rotura com influência apenas do reforço, a quantidade de armadura deve ser tal que o modelo trabalhe no Domínio 2, no qual é caracterizado no ELU pelo escoamento do aço sem que haja rotura do concreto ($\epsilon_c = 3.5\%$).

Assim para se avaliar o reforço feito apenas com uma tira de chapa de aço, o modelo foi dimensionado para trabalhar no Domínio 2 conforme se representa na Figura 5.2. Procura-se neste caso, uma deformação significativa do aço caracterizada por $\epsilon_s = 10\%$

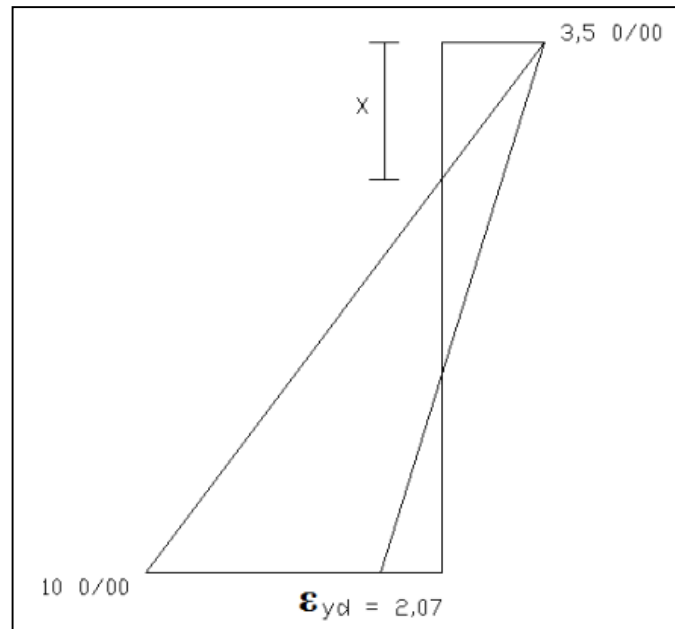


Figura 5.2 – Deformação do aço considerada no cálculo das armaduras da viga (PIMENTA, 2002).

Dessa forma:

$$\frac{3,5}{x} = \frac{10,0}{d - x}$$
$$3.5d - 3.5x = 10x$$
$$3.5d = 13.5x$$
$$x = \frac{3.5d}{13.5} = 0.259d$$

Sendo:

x = posição da linha neutra (m)

d = altura útil da viga (m)

Considerando 2 cm de recobrimento, a altura útil da viga é de $d = 18$ cm.

Portanto para que a viga esteja no Domínio 2, a posição da linha neutra deve ser inferior a $0.259d$.

Assumindo o diagrama retangular de tensões no concreto comprimido realizando o equilíbrio de forças, obtém-se:

$$R_{cc} = R_{st} \quad (5.1)$$

$$f_{cd} * 0.8 * x * b_w = \sigma_{sd} * A_s \quad (5.2)$$

Isolando o x temos:

$$x = \frac{\sigma_{sd} * A_s}{f_{cd} * 0.8 * b_w} \quad (5.3)$$

Tomando como hipótese que a seção trabalhará no Domínio 2, o aço tracionado estará escoando e, portanto, será válido assumir $\sigma_{sd} = f_{yd}$.

Para obter o valor da posição da linha neutra, serão utilizados os seguintes dados:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$b_w = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Armadura longitudinal} = 3\varnothing 8 \text{ mm } (1.51 \text{ cm}^2)$$

Substituindo na equação, temos:

$$x = \frac{500 * 10^3 * 1.51 * 10^{-4}}{30 * 10^3 * 0.8 * 0.12} = 0.0262 \text{ m}$$

$$x = 2.62 \text{ cm}$$

Realizando a confirmação da peça no Domínio 2:

$$x < 0.259 * d = 0.259 * 18$$

$$x < 4.66 \text{ cm}$$

Desse modo, a viga está no Domínio 2.

O momento máximo é obtido a partir da seguinte expressão:

$$M_d = A_s * f_{yd} * (d - 0.4 * x) \quad (5.4)$$

$$M_d = 1.51 * 10^3 * 500 * 10^{-4} * (0.18 - 0.4 * 0.0262)$$

$$M_d = 12.80 \text{ kN.m}$$

As armaduras longitudinais de compressão, foram consideradas apenas como construtivas e para fixar os estribos, portanto optou-se por 2ϕ6 mm.

À luz da norma NBR 6118 (ABNT, 2014), calculou-se a quantidade de armaduras transversais necessárias para resistirem os esforços de cálculo.

Considerando o momento obtido anteriormente:

$$M_{sd} = 12.80 \text{ kN.m}$$

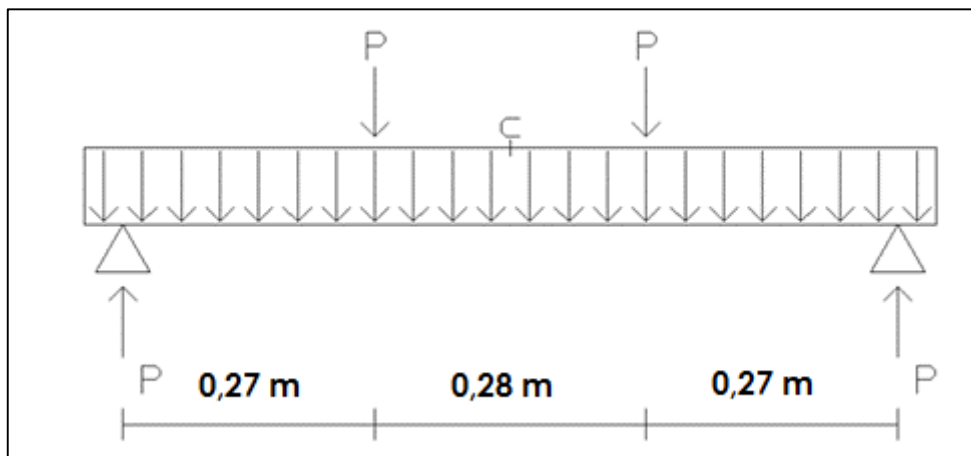


Figura 5.3 – Carregamento durante o ensaio.

A força P é obtida através da equação de equilíbrio

$$M_{Rd} = M_{Ed}$$

$$M_{sd} = P * 0.41 - P * 0.14 \tag{5.5}$$

$$12.80 = P * 0.41 - P * 0.14$$

$$P = 47.41 \text{ kN}$$

De acordo com os resultados obtidos nos cálculos, o espaçamento a utilizar máximo entre as armaduras transversais é de 0.10 m. Pelo fato da força cortante ser mais solicitada nos apoios, resolveu-se nos terços dos apoios introduzir um espaçamento de 0.075 m e a meio vão 0.10 m. Além de não se preocupar com uma possível falta de armadura transversal e a rotura prematura da peça. O resultado do dimensionamento pode ser observado na Figura 5.4.

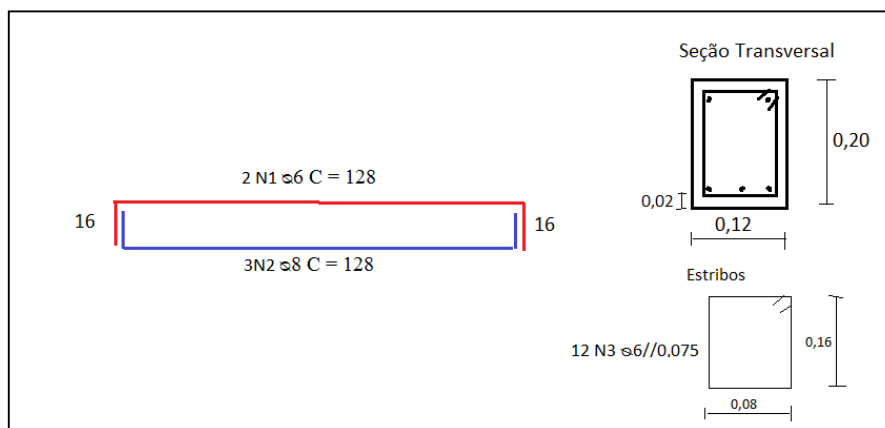


Figura 5.4 – Armação longitudinal e transversal das vigas de estudo.

5.2 DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO

5.2.1 Reforço à flexão

A chapa de reforço é da classe SAE 1020 e tem as seguintes características:

Tabela 5.1 – Características mecânicas da chapa de aço.

Tipo de aço	Teor de Carbono (%)	Limite de elasticidade (MPa)	Limite de escoamento (MPa) f_y	Limite de Resistência à tração (MPa)	Alongamento (%)
SAE 1020	0.20	170	210	380	25

A chapa de aço possui espessura de 2 mm, comprimento de 785 mm e largura de 80 mm.

Segundo APPLETON *et al.* (1997) o dimensionamento de um reforço pode ser realizado pelo método dos coeficientes globais, que considera a estrutura sem danos e a ligação do reforço perfeita, e admite um coeficiente de segurança designado por coeficiente de monolitismo, $\gamma_n, k \leq 1.0$, que depende da tecnologia e do tipo de reforço.

No caso do reforço à flexão em vigas adota-se o valor: $\gamma_n, k = 1.0$

Com base nessas informações admitindo a estrutura com comportamento monolítico, o cálculo é feito de forma semelhante a uma estrutura de concreto armado, considerando duas camadas de armadura que podem ter resistências diferentes.

O momento resistente de cálculo M_{Rd} resulta da seguinte expressão:

$$M_{Rd} = \gamma_n, k * M \quad (5.6)$$

Onde:

γ_n, k = coeficiente de monolitismo;

M_{Rd} = Momento resistente

No caso do experimento, que visa provar a eficiência do reforço com chapas de aço, calculou-se o momento resistente de cálculo teórico com as armaduras existentes e o momento resistente de cálculo teórico com as armaduras de reforço.

Começando na viga de referência, sem reforço, procedeu-se o cálculo pelo equilíbrio de forças para uma viga de 0.12 x 0.2 x 1.00 m³, com 3 armaduras longitudinais de diâmetro de 8 mm, $f_{ck}=30$ MPa, $f_{yk}=500$ MPa e $d = 18$ cm, admitindo que o aço esteja em escoamento no ELU:

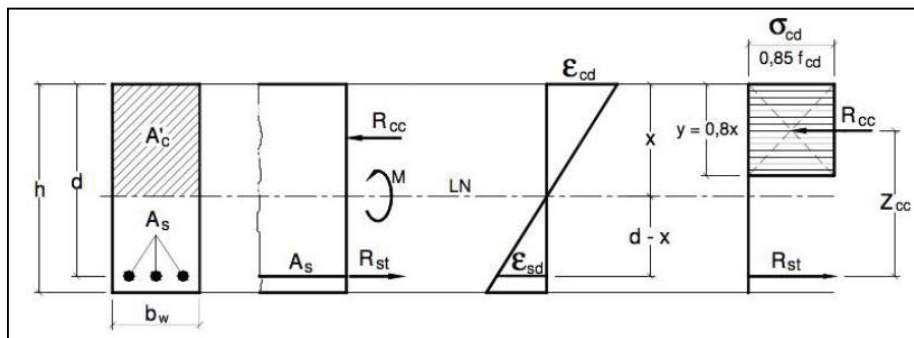


Figura 5.5 – Distribuição de tensões e deformações em viga de seção retangular (LIMA, 2015).

$$\begin{cases} \Sigma F_{internas} = 0 \\ \Sigma M_{internos} = MRd \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_c - F_{si} = 0 \\ F_c * Z = MRd \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0.85 * f_{cd} * 0.8 * x * b - A_s * f_{yd} = 0 \\ A_s * f_{yd} * (d - 0.4 * x) = MRd \end{cases} \quad 5.7$$

$$\begin{cases} 0.85 * 30 * 10^3 * 0.8 * x * 0.12 - 1.51 * 10^{-4} * 500 * 10^3 = 0 \\ 1.51 * 10^{-4} * 500 * 10^3 * (0.18 - 0.4 * x) = MRd \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 0.0308 \text{ m} = 3.08 \text{ cm} \\ MRd = 12.66 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Portanto, o momento resistente de cálculo da viga **sem reforço** é de 12.66 kN.m

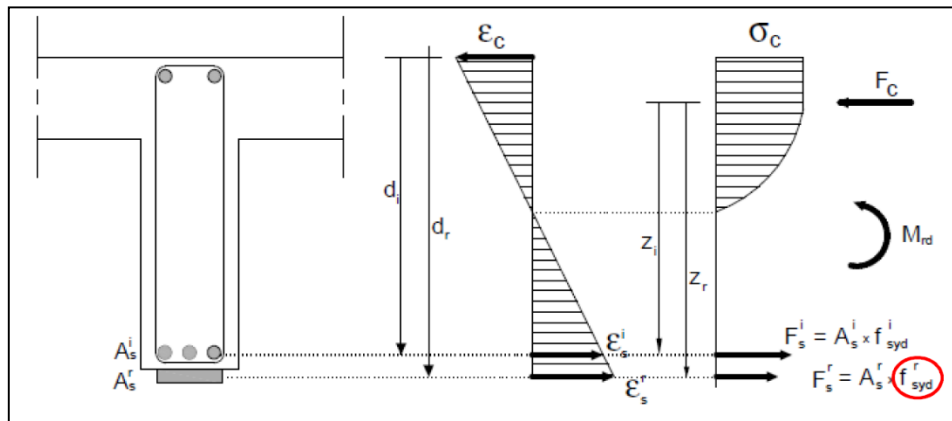


Figura 5.6– Diagramas de tensões e deformação de uma viga retangular com armadura de reforço (RODRIGUES, 2015).

A viga terá o auxílio de uma chapa de aço na parte inferior (Figura 5.6), para ajudar à flexão, e conta com uma seção de 80x2 mm², portanto:

$$A_{chapa} = b_{ch} * e_{ch} \quad (5.8)$$

Onde:

A_{chapa} = Área da chapa

b_{ch} = base da chapa (m)

e_{ch} = espessura da chapa (m)

$$A_{chapa} = 8 * 0.2 = 1.60 \text{ cm}^2$$

Conforme a Tabela 5.1, que apresenta as características mecânicas da chapa de aço, a resistência característica da chapa de aço é $f_y=210$ MPa. De acordo com o CEB, o coeficiente parcial de segurança para a chapa de aço do reforço é $\gamma=1.5$. Porém para o ensaio não se pretende utilizar o coeficiente de segurança em causa, pelo fato de não haver nenhum tipo de fator que possa contribuir para a minoração da resistência característica da chapa de aço. O coeficiente de monolitismo para vigas à flexão é $\gamma_n, k = 1.0$.

Fazendo o equilíbrio de forças, admitindo o aço em escoamento no ELU, obtém-se:

$$\begin{cases} F_c - F_s^i - F_s^R = 0 \\ F_s^i * Z_i + F_s^R * Z_R = M_{Rd} \end{cases} \quad (5.9)$$

$$\begin{cases} 0.8 * x * f_{cd} * b - A_s^i * f_{yd}^i - A_s^R * f_{yd}^R = 0 \\ A_s^i * f_{yd}^i * (d^i - 0.4 * x) + A_s^R * f_{yd}^R * (d^R - 0.4x) = M_{Rd}^R \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 * x * 30 * 10^3 * 0.12 - 1.51 * 10^{-4} * 500 * 10^3 - 1.60 * 10^{-4} * 210 * 10^3 = 0 \\ 1.51 * 10^{-4} * 500 * 10^3 * (0.18 - 0.4 * x) + \\ 1.60 * 10^{-4} * 210 * 10^3 * (0.201 - 0.4 * x) = M_{Rd}^R \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0.0145 \text{ m} = 1.45 \text{ cm} \\ M_{Rd}^R = 19.71 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Verificação da hipótese de cálculo:

$$\varepsilon_s^i > \varepsilon_{yd}^i \rightarrow \frac{3.5*(d-x)}{x} > \frac{f_{yd}^i}{E} \rightarrow \frac{3.5*(0.18-0.0145)}{0.0145} > \frac{500}{200} \rightarrow 39.9 > 2.5\text{‰} \text{ OK}$$

$$\varepsilon_s^R > \varepsilon_{yd}^R \rightarrow \frac{3.5*(d-x)}{x} > \frac{f_{yd}^R}{E} \rightarrow \frac{3.5*(0.201-0.0145)}{0.0145} > \frac{210}{200} \rightarrow 45.02 > 1.05\text{‰} \text{ OK}$$

Portanto, os valores dos momentos resistentes teóricos são:

Tabela 5.2 – Comparação momentos resistentes de cálculo antes e depois do reforço.

MRd (sem reforço) kN.m	MRd (reforço) kN.m	Aumento (%)
12.66	19.71	55.70%

Importante realçar que com a trabalhabilidade conjunta, ou seja, monoliticamente, o reforço consegue aumentar em 55.70% a resistência à flexão.

5.2.2 Sistema de ancoragem

Para o sistema de ancoragem utilizou-se chumbadores mecânicos. São usados para melhorar a fixação das chapas ao concreto, evitando a ocorrência de uma ruína prematura ou deslocamento da chapa nas regiões de apoio.

As distâncias respeitadas, seguiram a especificação do fabricante da ancoragem. De acordo com a Tabela 5.3, as distâncias mínimas entre um chumbador e outro deve ser de 105 mm e entre um chumbador e a borda da peça deve ser 53 mm.

Tabela 5.3 – Tabela com características geométricas e mecânicas dos chumbadores.

Diâmetro da rosca (pol)	Comprimentos		Furo		Distâncias (mm)		Espessura máxima à fixar (mm)	Torque de aperto (kgf.m)	Cargas Últimas (N)	
	Parafuso (pol)	Jaqueta (mm)	Diâmetro (pol -mm)	Profundidade min (mm)	Fixador Fixador	Fixador Borda			Tração	Corte
1/4"	2"	35	3/8"-10	55	105	53	8	7/16"	12.000,00	7.300,00

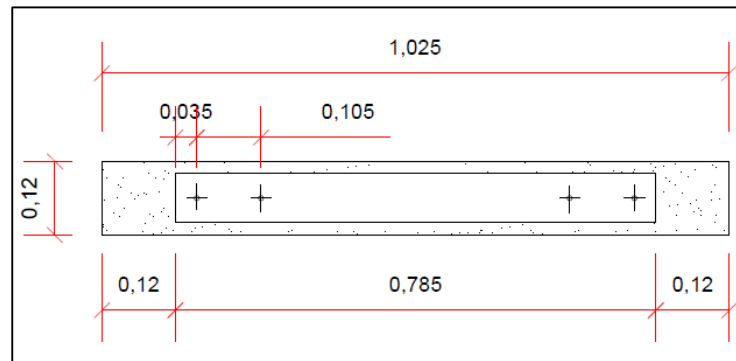


Figura 5.7 – Disposição dos chumbadores (medidas em metros)

5.2.3 Reforço à força cortante

O reforço deve ser dimensionado um modo que as armaduras transversais (estribos), não estão dimensionadas corretamente para que não ocorra a rotura por cisalhamento da viga.

A força cortante resistente é de:

$$V_{Rd} = 48.23 \text{ kN}$$

E a força cortante a ser resistida pelos estribos deve ser de:

$$V_{sw} = 84.06 \text{ kN}$$

Seguindo o cálculo do reforço detalhado no item 4.2.4., deve-se calcular primeiramente a área de reforço necessária para resistir a armadura de reforço. Sendo assim, a equação que devemos utilizar reúne as duas armaduras, a de reforço e a existente.

$$V_{Rd,s} = 48.23 + 0.9 * 0.18 * \frac{A_{sw}^R}{s} * 210 * 10^3 * 2.5 = 84.06$$

$$\frac{A_{sw}^R}{s} = 4.21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, será utilizado 3 tiras de chapas com $80 \times 200 \times 2 \text{ mm}^3$ totalizando em uma área de $4.8 \text{ cm}^2/\text{m}$.

A distância máxima permitida entre o meio de duas tiras é obtida a partir da seguinte equação:

$$s = s_{max} = 0.75 * d = 0.75 * 0.18 = 0.135\text{m} = 0.10\text{m}$$

Como a largura das chapas são de 8 cm, o espaçamento deve ser de 2 cm entre as chapas de aço.

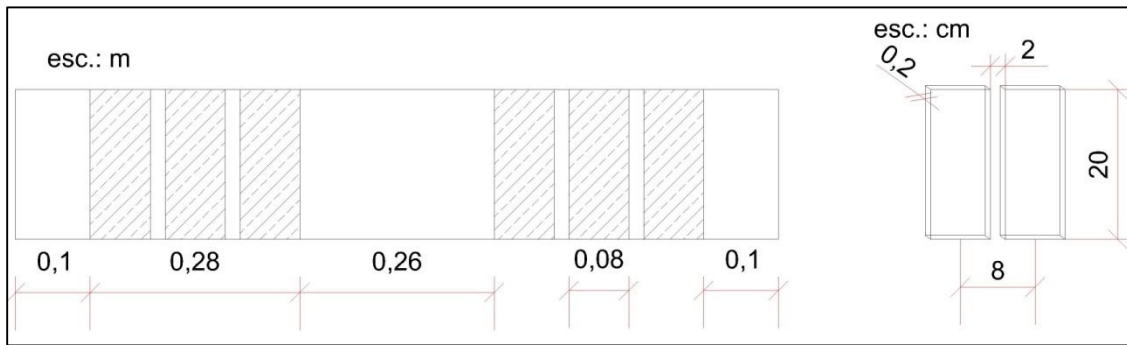


Figura 5.8 – Seção Lateral da viga e detalhe das características geométricas.

5.3 MATERIAIS E PROCEDIMENTOS

As formas de madeira são constituídas em chapas de compensado fenólico revestidas com tegofilme preto de gramatura 120 g/m² ideal para a produção de formas de concreto. Foram travadas com madeira de pinho, com o objetivo de garantir o alinhamento e prumo dos modelos, além de não permitir vãos em que o concreto pudesse vazar. Aplicou-se desmoldante nas paredes das formas para facilitar na retirada das madeiras após o endurecimento do concreto.

As formas para a concretagem das vigas foram confeccionadas no canteiro de obras da construtora GAFISA S.A., localizada em São Paulo – SP, que disponibilizou o material e mão de obra. Utilizou-se para forma de madeira uma seção transversal de 12 x 20 cm² com 106 cm de comprimento.

As armaduras utilizadas em aço de classe CA-50, apresentam valor característico da resistência de escoamento (f_{yk}) de 500 MPa. Obteve-se resultados satisfatórios na sua confecção, como pode ser observado na Figura 5.9. Utilizou-se espaçadores de 2 cm, dispostos a cada terço da viga.



Figura 5.9 – Armadura das vigas.

O traço do concreto utilizado foi de 1:2:3 e relação $a/c=0.60$ e utilizou-se 0.7% de aditivo superplastificante redutor de água ADIMENT Premium MC para obter uma alta fluidez no concreto. A Tabela 5.4 apresenta o consumo por m³ dos materiais utilizados no concreto.

Tabela 5.4 – Composição e consumo por m³ dos materiais

Material	Consumo (kg/m ³)
Cimento CII E32	395.83
Areia média	791.67
Brita 1	583.33
Brita 0	604.17
Água	239.58
Aditivo	2.771

O concreto foi caracterizado no estado fresco por meio do ensaio de abatimento de tronco de cone (*slump-test*) segundo as recomendações da NBR 6118:2014. O resultado obtido foi de 180 mm.

As cinco vigas foram concretadas na mesma data com concreto usinado. O concreto foi adensado com auxílio de vibradores. Para garantir o cobrimento da armadura longitudinal de 2.0 cm, foram utilizados espaçadores plásticos circulares. A concretagem foi realizada no Laboratório de Ensaios de Materiais da Universidade Presbiteriana Mackenzie. A sequência da concretagem foi realizada conforme a Figura 5.10.

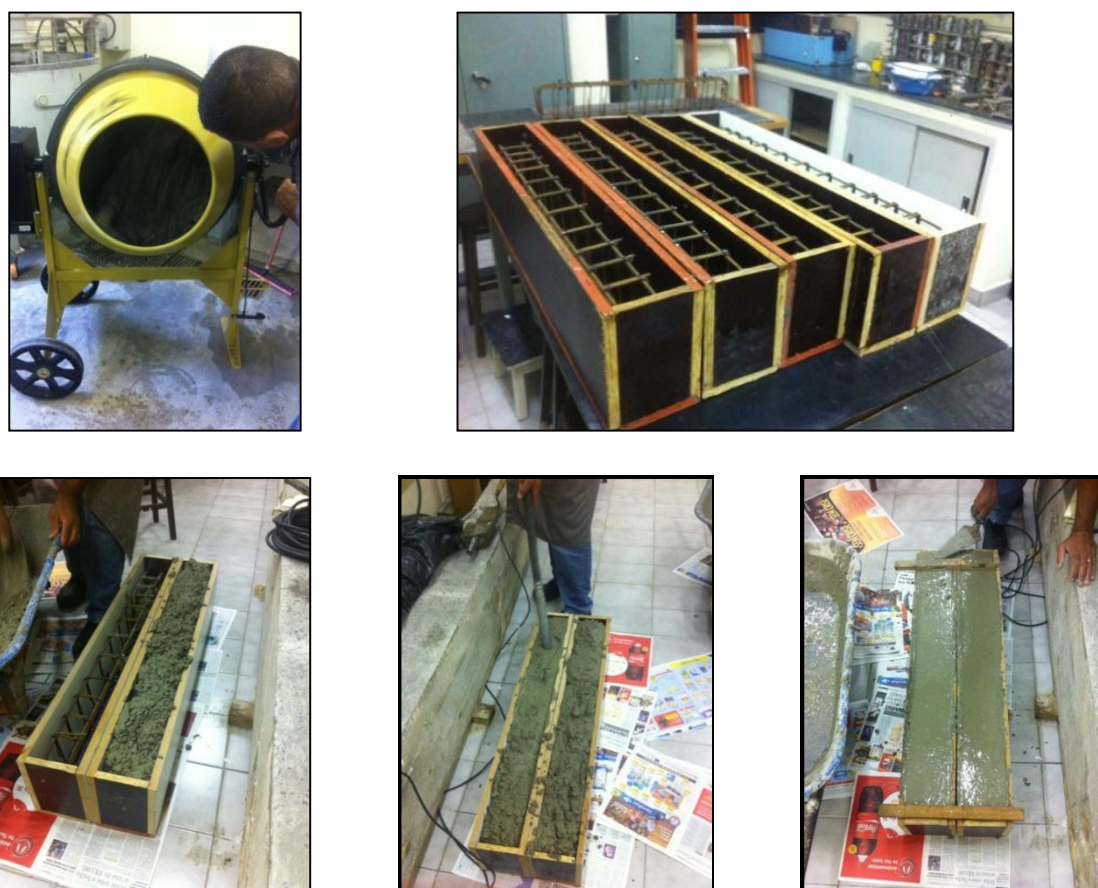


Figura 5.10 – Processo da concretagem das vigas

PARTE EXPERIMENTAL

Foram moldados seis corpos de prova cilíndricos para o controle da resistência à compressão do concreto, como mostra a Figura 5.11.



Figura 5.11 – Corpos de prova

Na mesma data dos ensaios das vigas, foram realizados os ensaios de compressão do concreto. A Tabela 5.5 mostra os resultados obtidos para os corpos de prova.

Tabela 5.5 – Valores obtidos nos CP de resistência à compressão

Corpo de prova	Diâmetro (cm)	Área (cm ²)	Fmax (kgf)	fc (MPa)
1	10	78.54	32600	41.51
2	10	78.54	29800	37.94
3	10	78.54	30800	39.22
4	10.01	78.70	31600	40.15
5	9.98	78.23	31800	40.65
6	9.98	78.23	28800	36.82
Média				39.38

Onde:

Fmax – Força máxima mobilizada no ensaio;

fc – Resistência à compressão dos corpos de prova obtidos a partir da relação entre a Fmax e a área do corpo de prova (Fmax/Área).

Para a avaliação da classe do concreto analisado temos dois tipos de abordagem, de acordo com a norma europeia NP EN 12390-3:

- Abordagem A:

$$f_{ck,is} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{m(n),is} - k_2 * s \\ f_{is,menor} + 4 \end{array} \right. \quad (5.10)$$

Onde:

$f_{ck,is}$ – valor característico da resistência à compressão do concreto in situ;

$f_{m(n),is}$ – média dos resultados de n ensaios;

k_2 – constante 1.48

S – desvio padrão de n ensaios ou 2 N/mm² (maior)

A abordagem A se aplica a ensaios com mais de 15 corpos de prova.

- Abordagem B:

$$f_{ck,is} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{m(n),is} - k \\ f_{is,menor} + 4 \end{array} \right. \quad (5.11)$$

Onde:

k é obtido de acordo com a quantidade de corpos de prova e segue a Tabela 5.6:

Tabela 5.6 – Quantidade de corpos de prova x constante k

Número corpo de prova	k
10-14	5
7-9	6
3-6	7

$f_{is,menor}$ – menor valor de resistência a compressão dos corpos de prova.

A abordagem B se aplica a ensaios com a quantidade entre 3 e 14 corpos de prova.

Como o ensaio tem seis corpos de prova, utilizou-se a abordagem B para a determinação da resistência característica da resistência a compressão do concreto.

$$f_{ck,is} = \min \left\{ \begin{array}{l} 39.38 - 7 = 32.38 \text{ MPa} \\ 36.82 + 4 = 40.82 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Portanto, o $f_{ck,is}$ é 32 MPa.

5.4 APLICAÇÃO DOS REFORÇOS À FLEXÃO NA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO

As vigas passaram pelo processo de cura por 28 dias e posteriormente mantidas em local sob abrigo do sol e chuva, em temperatura ambiente. As aplicações dos reforços passaram pelo procedimento relatados na seção 2, e foram criteriosamente cumpridas.

5.4.1 Preparo das superfícies

As superfícies de concreto foram preparadas de modo a obter uma superfície uniformemente rugosa e limpa, retirando a camada superficial do concreto que pode conter nata, óleo, e outros agentes contaminantes que não são visíveis a olho nu.

O desbaste do concreto foi executado com uma esmerilhadeira Dewalt e um disco específico para o desbaste de concreto. Na Figura 5.12 mostra-se à esquerda a execução do desbaste e, à direita, o detalhe da superfície uniformemente rugosa.



Figura 5.12 – Desbaste e limpeza da superfície de concreto.

A limpeza da superfície de concreto após o desbaste, para a retirada final das impurezas, realizou-se através do compressor de ar Schulz Msl 10 ml/60 (Figura 5.13).



Figura 5.13 – Compressor de ar Schulz.

As superfícies das chapas de aço foram lixadas através de uma lixa mecânica específica para o aço, de forma a obter uma superfície livre de agentes contaminantes e partículas soltas que pudessem prejudicar a reação com o adesivo a base de epóxi. Posteriormente foram limpas com álcool (Figura 5.14).



Figura 5.14 – Limpeza das chapas de aço.

A Figura 5.14 (direita) ilustra a diferença entre uma chapa de aço limpa e outra sem tratamento através do processo de lixamento mecânico.

5.4.2 Ancoragem

O sistema de ancoragem é composto por 01 jaqueta, 01 parafuso, 01 chumbador, 01 arruela – CBA com Parafuso 1/4" x 2" (Figura 5.15). As características geométricas e mecânicas são resumidas na Tabela 5.3.



Figura 5.15 – Sistema de ancoragem.

PARTE EXPERIMENTAL

Para a instalação dos chumbadores executou-se furos nas chapas de aço com furadeira de bancada, procurando-se manter a precisão dos furos e evitando-se qualquer perda de seção das chapas por furos alargados (Figura 5.16). Para otimização do processo e para manter as chapas com os furos iguais, executou-se os furos com as chapas sobrepostas umas sobre as outras.



Figura 5.16 – Furos nas chapas de aço.

No caso dos furos nas vigas, utilizou-se como gabarito as chapas de aço já furadas e executou-se com uma furadeira de mão nos locais desejados. Feito os furos, instalou-se os chumbadores nas vigas realizou o aperto e retirou-se o parafuso para a posterior aplicação da chapa de aço. O processo foi executado de acordo com as recomendações feitas pelo fabricante (Figura 5.17). A sequência foi seguida criteriosamente, como pode-se observar na Tabela 5.7.

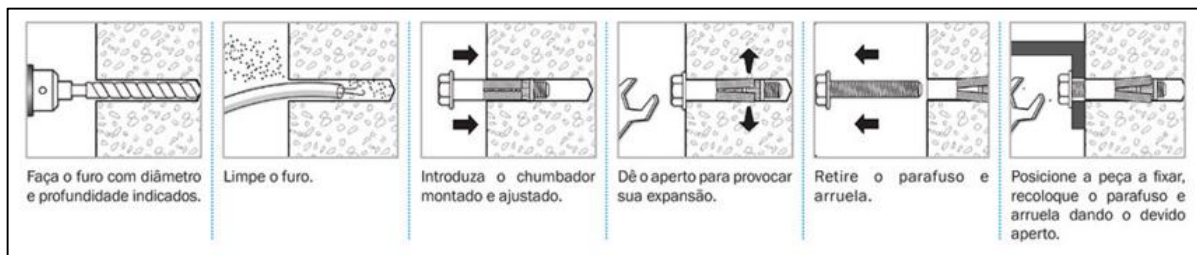






Figura 5.17 – processo de instalação da ancoragem.

Tabela 5.7 – Execução do sistema de ancoragem.

	<p>Executou-se o furo conforme recomendações do fabricante, com diâmetro de 10 mm. Os furos foram executados de um modo para não encontrar com a armação da viga.</p>
	<p>A limpeza dos furos foi executada com jatos de ar comprimido, através do compressor de ar Schulz Msl 10 ml/60.</p>
	<p>Aperto dos chumbadores para a sua expansão e retirada do parafuso para a colagem das chapas.</p>
	<p>Superfície pronta para a colagem das chapas de aço, com o concreto uniformemente rugoso e limpo, chumbadores posicionados e chapas lixadas.</p>

5.4.3 Colagem das chapas

Para a colagem das chapas, utilizou-se o adesivo estrutural de base epóxi Compound do fabricante Vedacit (Figura 5.18), que apresenta média viscosidade e altas resistências em baixas idades, e é composto por dois componentes que quando misturados se tornam uma solução pastosa devendo utilizar após a mistura em, no máximo, 50 minutos (a 25°C), segundo o fabricante. O Compound Adesivo apresenta resistência inicial (80%) em 24 horas e resistência máxima final (100%) em 7 dias após a aplicação.



Figura 5.18 – Adesivo estrutural Compound Vedacit.

Antes da mistura dos dois componentes do adesivo, suas dosagens foram feitas de acordo com a proporção dada pelo fabricante. As superfícies de misturas devem estar limpas e isentas de qualquer material particulado e umidade.



Figura 5.19 – Mistura do adesivo estrutural a base de epóxi.

A mistura seguiu as recomendações do fabricante, tornando uma mistura homogênea e acinzentada (Figura 5.19). O tempo de mistura não deve passar de 3 minutos, segundo o fabricante.

O adesivo estrutural foi aplicado nas duas superfícies, concreto e aço, para garantir a perfeita união sem nenhum vazio ou bolhas de ar. A aplicação ocorreu através de uma espátula metálica (Figura 5.20).



Figura 5.20 – Aplicação do adesivo nas superfícies de concreto e aço.

A disposição final das chapas coladas nas superfícies das vigas de concreto armado através de adesivo estrutural a base de epóxi juntamente com chumbadores pode ser observada na Figura 5.21.



Figura 5.21 – Chapa de aço colada na superfície de concreto.

5.5 APLICAÇÃO DOS REFORÇOS AO ESFORÇO TRANSVERSO NA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO

O processo de execução dos reforços ao esforço transversal é semelhante aos reforços à flexão, a diferença são as dimensões das chapas e a face em que são fixadas no concreto.

Inicialmente realizou-se o desbaste da superfície de concreto e chapas de aço, de forma a obter uma superfície livre de agentes contaminantes (Figura 5.22). Em seguida, com uma máquina de ar comprimido,

retirou-se das superfícies de concreto as partículas soltas após o desbaste e nas chapas de aço com álcool (Figura 5.23). Na Figura 5.24 observa-se a disposição final dos reforços à força cortante e à flexão.

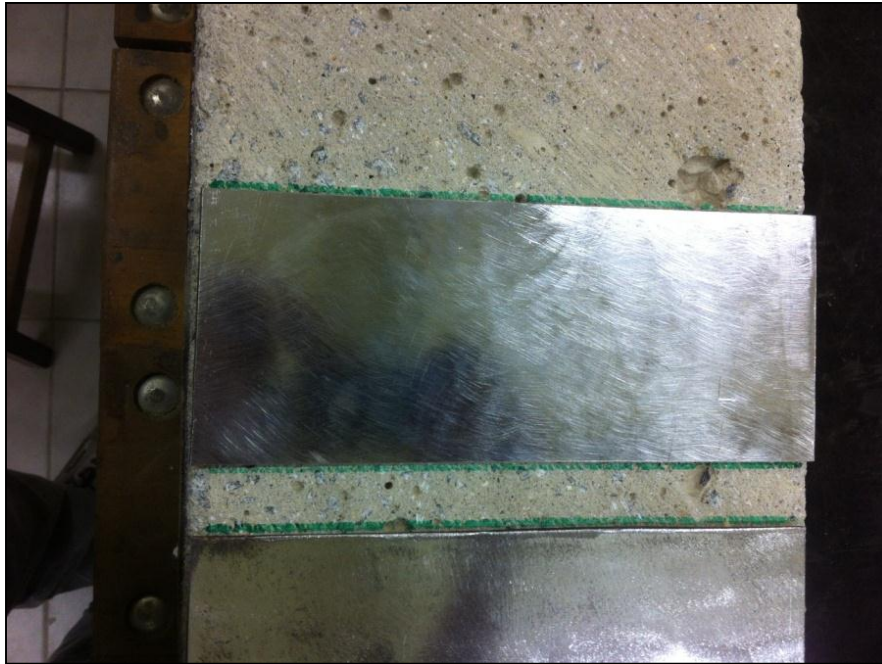


Figura 5.22 – superfície do concreto e chapas de aço desbastadas.



Figura 5.23 – Limpeza da chapa de aço.



Figura 5.24 – Reforço com chapas de aço à flexão e força cortante.

5.6 ENSAIOS

O ensaio à flexão consiste na aplicação de uma carga no ponto central de uma barra biapoiada. Inicialmente, essa carga é zerada e seu valor aumenta com o tempo, até que ocorra a rotura do modelo. Pode ser realizado em três ou quatro pontos, no caso do ensaio em questão, será realizado em quatro pontos, no qual o carregamento é feito em dois pontos equidistantes dos pontos de apoio (Figura 5.25).

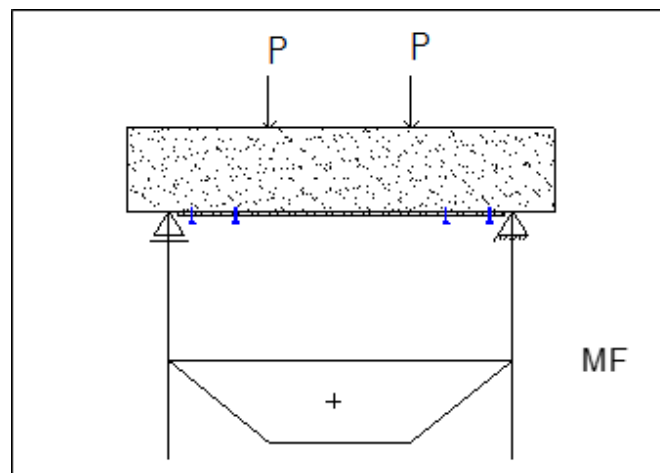


Figura 5.25 – Diagrama de momento fletor gerada em função da carga P.

Nesse tipo de ensaio a flexão a quatro pontos, ocorre uma melhor distribuição de tensões, gerando uma faixa maior de momento fletor máximo, dando, portanto, uma melhor fiabilidade aos resultados.

PARTE EXPERIMENTAL

A prensa utilizada para o ensaio tem capacidade de 600 kN à compressão, modelo AMSLER. A força será transmitida à uma viga I através de uma célula de carga SODMEX capacidade 300 kN, e posteriormente através de dois tarugos para a viga de concreto, conforme mostra a Figura 5.26.



Figura 5.26 – Detalhe da transmissão de carga para a viga.

Para a coleta de informações da carga e deslocamento, foi utilizada um sensor potenciométrico (Figura 5.28) e uma célula de carga de 300 kN (Figura 5.29) que enviam os sinais para um controlador que conectado a um computador envia ao programa de dados (Figura 5.27).

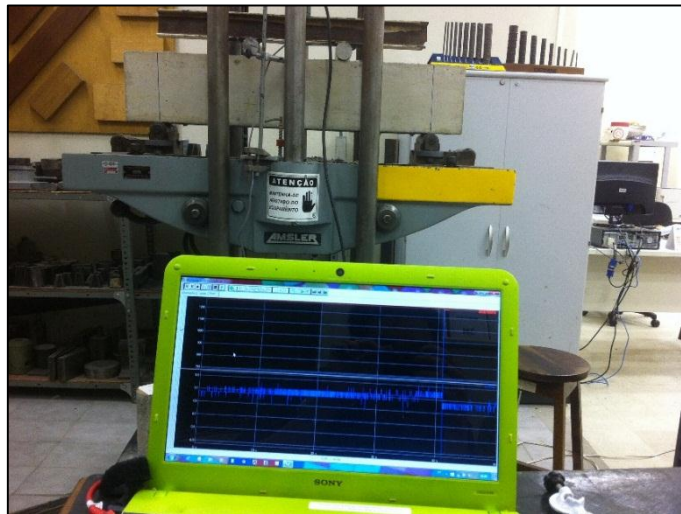


Figura 5.27 – Coleta de dados carga e deslocamento.



Figura 5.28 – Sensor potenciométrico.

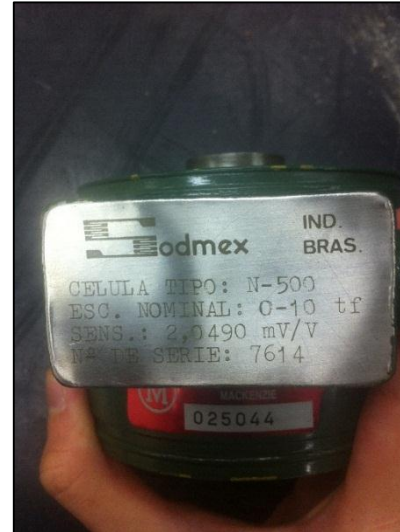


Figura 5.29 – Célula de carga.

A velocidade do ensaio foi controlada de modo que as vigas sofram a rotura lentamente com resultados mais precisos. Deste modo, a cada 10 segundos foi aplicado um incremento de carga de 100 kg.

A Figura 5.30 demonstra como será a disposição final dos equipamentos no ensaio.

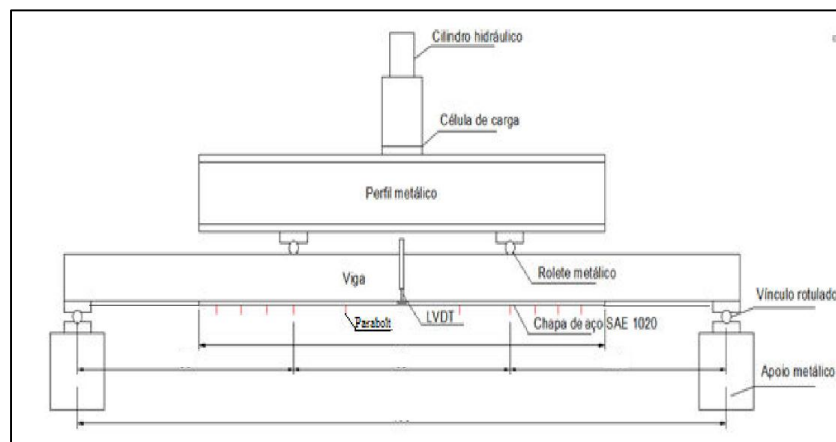


Figura 5.30 – Disposição final do ensaio.

5.6.1 Viga V1

A viga V1 não possui qualquer reforço e é adotada como parâmetro de comparação para as vigas reforçadas. O ensaio foi executado de acordo com as seguintes imagens.



Figura 5.31 – viga V1 início do ensaio.

As primeiras fissuras começaram a surgir após um carregamento total (P) da viga V1 com 35 kN (Figura 5.32). Era de se esperar, sendo o carregamento feito à flexão, as fissuras devem ter essas características, aparecem na parte inferior no terço do meio da viga.



Figura 5.32 – Primeiras fissuras na viga V1.



Figura 5.33 – Escoamento da armadura na viga V1.

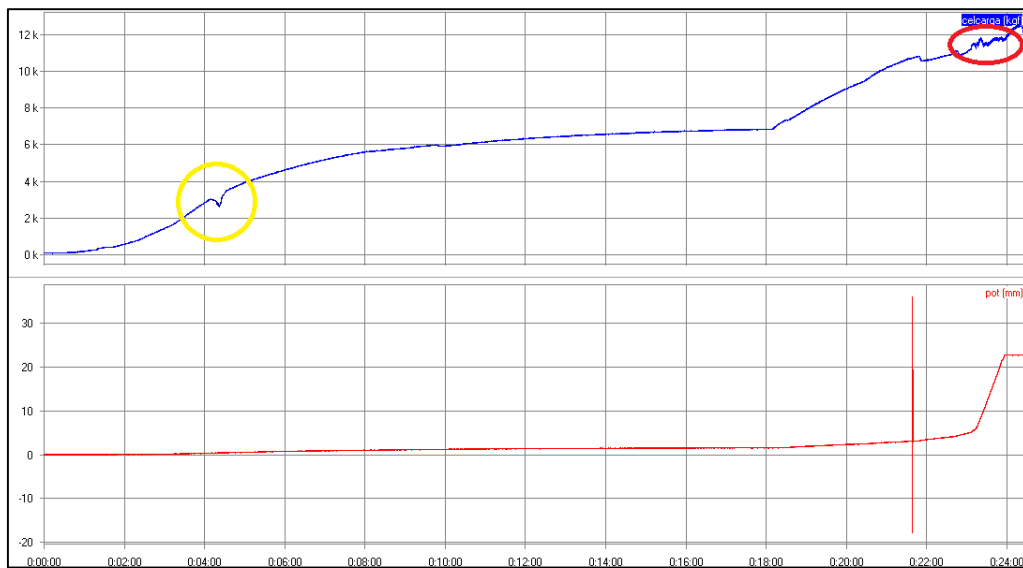


Figura 5.34 – Carga x Tempo e Deslocamento x Tempo viga V1.

A Figura 5.34 apresenta os resultados do ensaio da Viga V1, sendo representado nas abscissas o tempo (minutos) e nas ordenadas a carga (kgf) e o deslocamento (mm), respetivamente. O círculo em amarelo representa o momento em que as primeiras fissuras começaram a surgir, em torno dos 35 kN e o círculo em vermelho quando ocorre a rotura ao ELU.

Os dados experimentais e de cálculo seguem na tabela abaixo:

Tabela 5.8 – Relação carga momento e deslocamento experimental e teórico da viga V1.

	Carga máxima aplicada P/2 (kN)	Momento máximo (kN.m)	Deslocamento vertical na rotura (mm)
Experimental	59.50	16.06	23.00
Teórico (fck)	47.41	12.80	-

5.6.2 Viga V2

A viga V2, também sem reforço, apresentou resultados ligeiramente superiores aos que se observaram na viga V1. Esta diferença pode ter ocorrido pelo fato das vigas serem betonadas com concretos ligeiramente diferentes (Figura 5.35).



Figura 5.35 – Ensaio à flexão da viga V2.

As primeiras fissuras ocorreram após carregar a viga (P) com 44 kN (Figura 5.36). Fissuras essas que apresentam características de esforços à flexão, como era esperado.

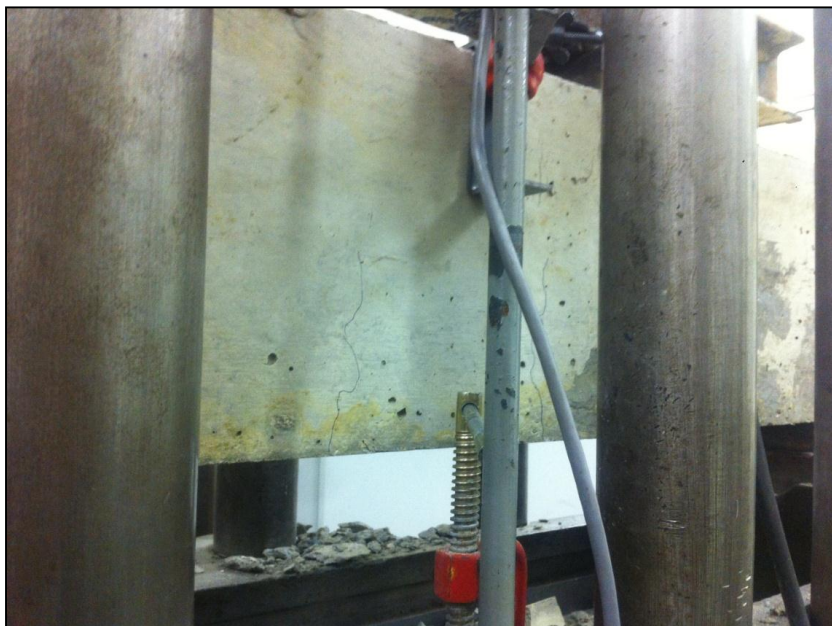


Figura 5.36 – Fissuras verticais no meio da viga V2



Figura 5.37 – Escoamento das armaduras na viga V2.

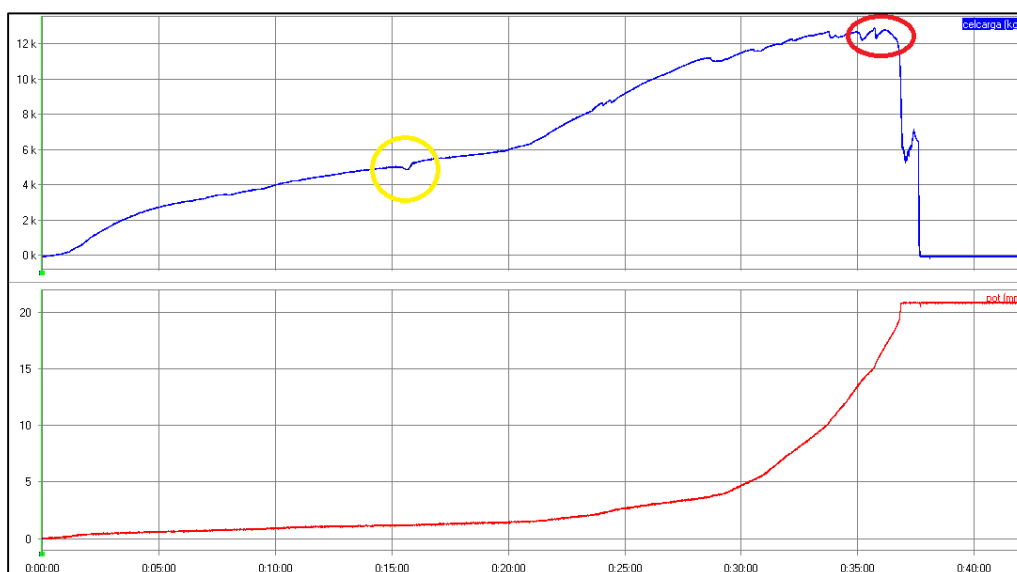


Figura 5.38 - Carga x Tempo e Deslocamento x Tempo viga V2.

Analisando os gráficos da Figura 5.38, as fissuras começaram a surgir quando a carga aplicada atingia 44 kN (círculo amarelo), resultado próximo à viga V1, que tem as mesmas características. O ELU é atingido quando há uma queda abrupta no gráfico carga x tempo, demonstrado pela elipse vermelha o momento da rotura.

Tabela 5.9 – Relação carga momento e deslocamento experimental e teórico da viga V2.

	Carga máxima aplicada P/2 (kN)	Momento máximo (kN.m)	Deslocamento vertical na rotura (mm)
Experimental	63.50	17.15	22.00
Teórico	47.41	12.80	-

5.6.3 Viga V3

A viga V3, executada com reforço na face inferior (Figura 5.39), sofreu um erro de execução que comprometeu o ensaio e provou que o uso de chumbadores é essencial para esse tipo de reforço. Em um dos lados, o chumbador da extremidade não foi colocado e por conta disso ocorreu a rotura por arrancamento do cobrimento apenas nesse apoio (Figura 5.40).

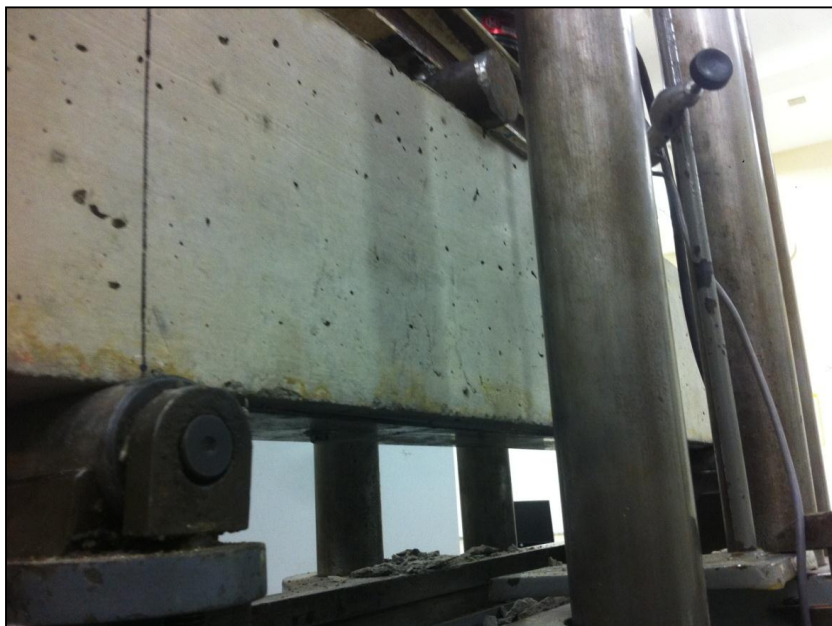


Figura 5.39 – Viga V3 com o reforço.



Figura 5.40 – Rotura por arrancamento do cobrimento.

A diferença de comportamento das duas extremidades da chapa é visível na Figura 5.41. A extremidade do lado esquerdo da figura está com os chumbadores e a extremidade do lado direito, onde se manifesta a rotura, está sem o chumbador da extremidade.



Figura 5.41 – Viga V3 próxima à rotura.

O reforço é tão eficiente que os estribos (armaduras transversais) não foram suficientes para reagir às cargas e apareceram fissuras de cisalhamento, ou seja, fissuras iniciadas nos apoios à 45° em direção ao meio (Figura 5.42). Juntamente com a rotura por arrancamento do cobrimento, ocorreu o colapso brusco da viga de concreto, confirmando a pesquisa bibliográfica feita no trabalho.



Figura 5.42 – Fissuras por cisalhamento.

Porém, foi possível constatar que com o reforço a fissuração apareceu muito depois do que aquela que foi observada na viga sem reforço. Nesse caso, a primeira fissura apareceu na carga (P) de 92.00 kN.

A eficiência do reforço é nítida, porém com os fatores contras comentados acima, o reforço não chegou ao seu máximo, ou seja, no escoamento da chapa de aço; e a força calculada não foi atingida. Mas mesmo assim, foi atingido uma capacidade resistente superior à das vigas sem reforço.

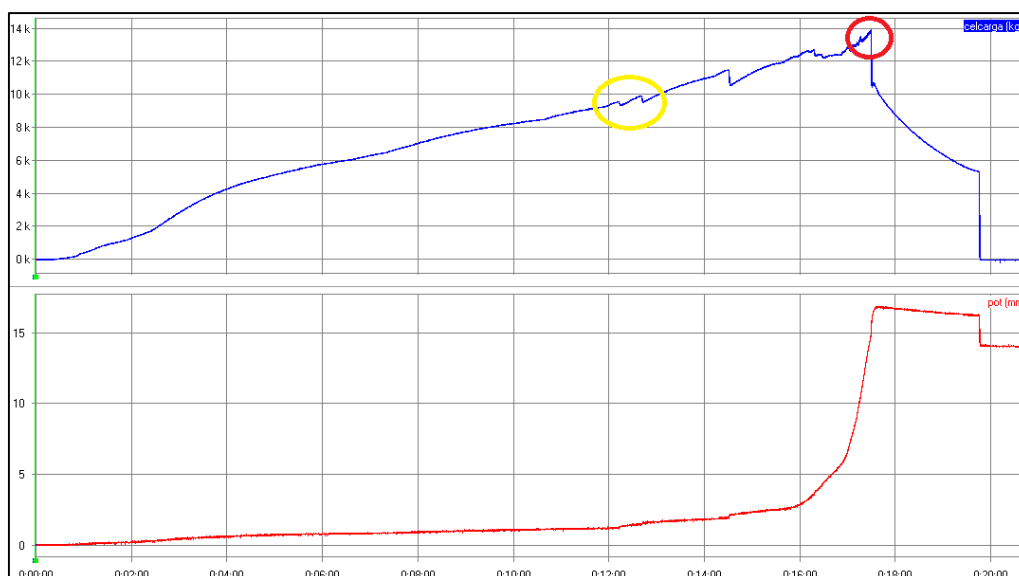


Figura 5.43 - Carga x Tempo e Deslocamento x Tempo viga V3.

De acordo com a Figura 5.43 as primeiras fissuras começaram a surgir quando a célula de carga registrava 92 kN (elipse amarela). Aumento considerável com relação às vigas sem reforço. É importante ressaltar que durante o ensaio, foi registrado visualmente o momento em que as primeiras fissuras começaram a surgir, e coincide com o gráfico carga x tempo a perda de carga exatamente neste momento.

Tabela 5.10 – Relação carga momento e deslocamento experimental e teórico da viga V3.

	Carga máxima aplicada P/2 (kN)	Momento máximo (kN.m)	Deslocamento vertical na rotura (mm)
Experimental	69.50	18.77	17.00
Teórico	73.00	19.71	-

5.6.4 Viga V4

Mesmo com o fato das armaduras transversais não serem suficientes para o ensaio da eficiência do reforço à flexão, executou-se o ensaio da viga V4, para comprovar a questão da rotura por arrancamento do cobrimento, provocada pela falta do chumbador da extremidade.



Figura 5.44 – Ensaio viga V4.

As primeiras fissuras surgiram nos apoios por cisalhamento, como esperado (Figura 5.45). Elas surgiram quando a célula de carga (P) registrava 80.50 kN.

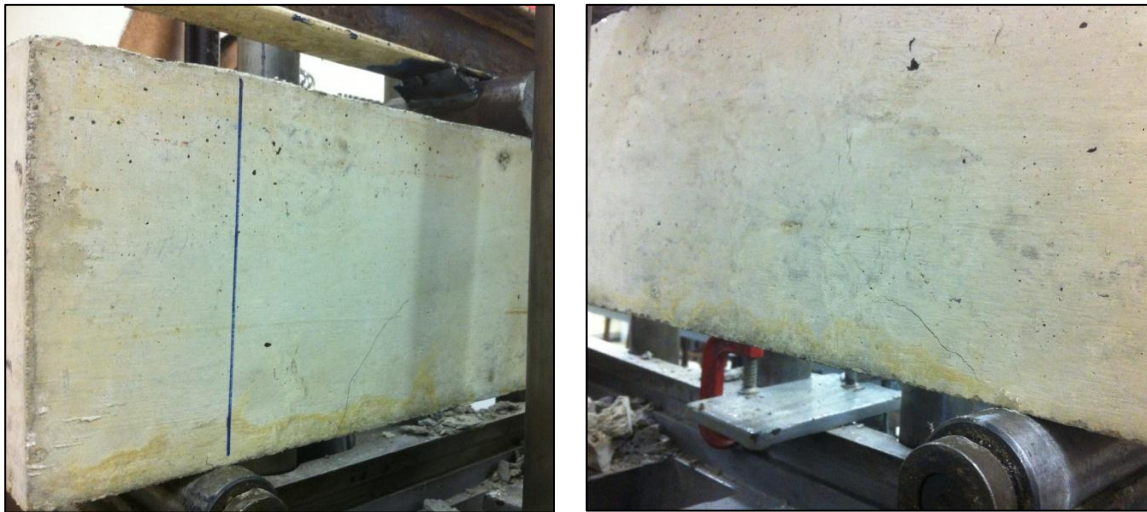


Figura 5.45 – Fissuras nos apoios viga V4.



Figura 5.46 – Viga V4 próximo a rotura por cisalhamento.

A viga V4 não sofreu a rotura por arrancamento do cobrimento, revelando um comportamento semelhante ao também observado na viga V3. A forma de rotura comprova que os chumbadores próximos aos apoios são importantes e essenciais para a eficiência do reforço.

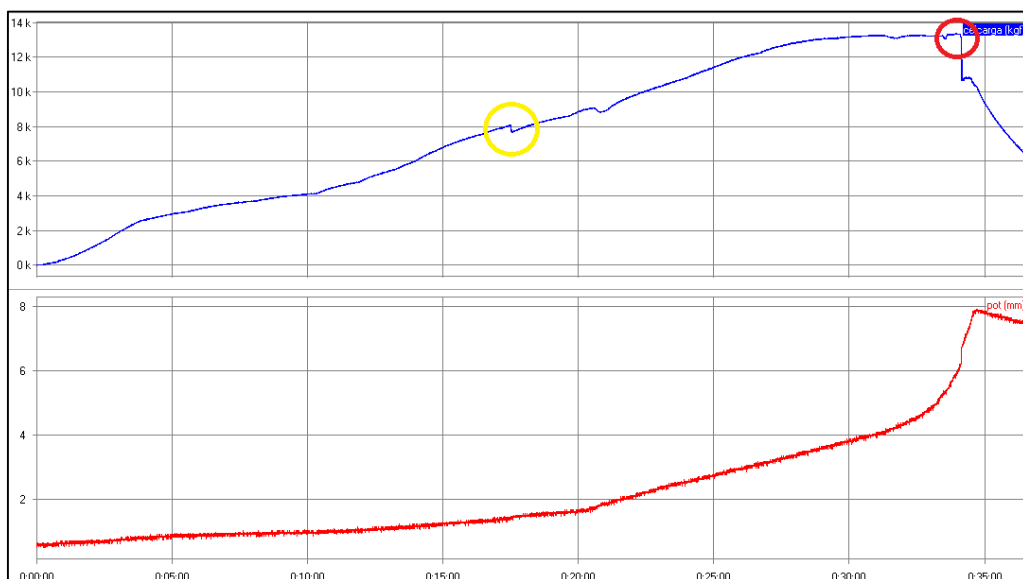


Figura 5.47 - Carga x Tempo e Deslocamento x Tempo viga V4.

A viga V4 tem as mesmas características que a viga V3, e, portanto, resultados parecidos. As primeiras fissuras surgiram quando a célula de carga registrava 80.50 kN (círculo amarelo). O ELU ocorreu em torno de 134.00 kN.

Tabela 5.11 – Relação carga momento e deslocamento experimental e teórico da viga V4.

	Carga máxima aplicada P/2 (kN)	Momento máximo (kN.m)	Deslocamento vertical na rotura (mm)
Experimental	67.00	18.09	8.00
Teórico	73.00	19.71	-

5.6.5 Viga V5

Com as roturas ocorrendo pelos apoios por cisalhamento, decidiu-se realizar reforços nos apoios, nas faces laterais das vigas, para não ocorrer a rotura por cisalhamento e reforçar a estrutura à força cortante, analisando mais uma técnica de reforço com chapas de aço.

Desse modo utilizou-se dos cálculos demonstrados no item 4.2.4 para a realização do reforço.



Figura 5.48 – Ensaio da Viga V5.

Começaram a aparecer as primeiras fissuras quando a célula de carga (P) registrava 112 kN, comprovando a eficiência das chapas laterais, pelo fato de aumentar a carga de fissuração (Figura 5.49).



a) Fissuras Horizontais



b) Detalhe do deslocamento da chapa

Figura 5.49 – Fissuras verticais e deslocamento parcial da chapa lateral na viga V5.

Pode-se observar na Figura 5.49 (a) que as fissuras começaram a aparecer entre as chapas de aço. Justifica-se a fissuração pelo fato da carga concentrada estar localizada acima. Provocando o esmagamento do concreto, e conseqüentemente o deslocamento parcial (b) de uma tira de chapa de aço.



Figura 5.50 – Fissuras verticais e deslocamento da chapa lateral na viga V5.

No momento em que a viga entrou em colapso, a chapa lateral que estava posicionada abaixo da carga, destacou-se da superfície por conta do esmagamento do concreto, provocado pelo posicionamento de

aplicação da carga. As fissuras verticais no meio vão, provocadas pelo esforço à flexão, estão conforme o resultado esperado para este ensaio.

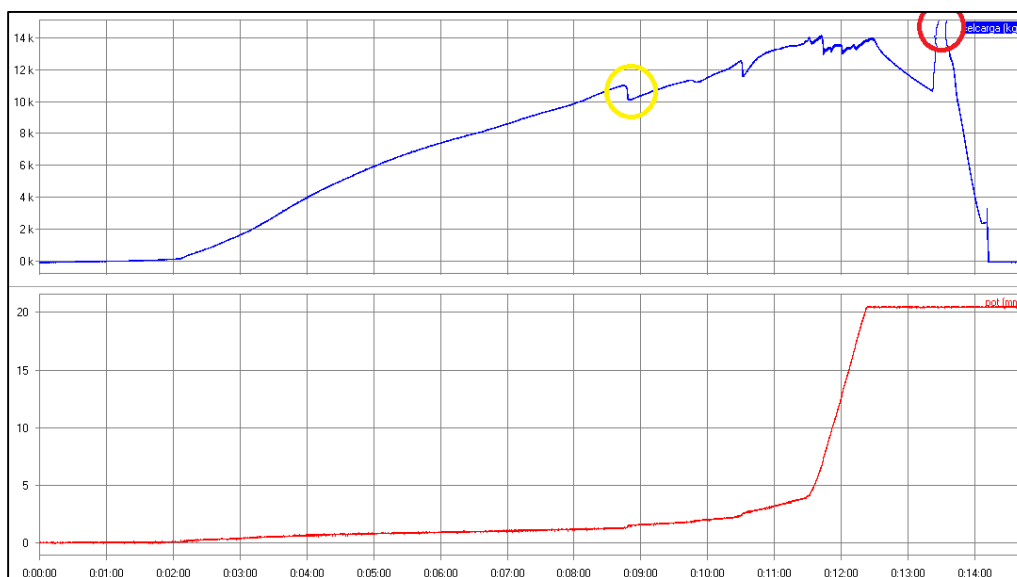


Figura 5.51 - Carga x Tempo e Deslocamento x Tempo viga V5.

De acordo com a Figura 5.51 carga x tempo, pode-se observar que as primeiras fissuras apareceram na carga de 112.00 kN e o ELU que ultrapassou o gráfico a uma carga de 150.00 kN. A viga V5 teve o melhor desempenho, comprovando que o reforço à força cortante é eficiente e permitiu que a viga sofresse rotura por flexão, fato que não conseguimos nas vigas V3 e V4 com reforço apenas à flexão.

Tabela 5.12 – Relação carga momento e deslocamento experimental e teórico da viga V5.

	Carga máxima aplicada P/2 (kN)	Momento máximo (kN.m)	Deslocamento vertical na rotura (mm)
Experimental	75.00	20.25	21.00
Teórico	73.00	19.71	-

5.7 ANÁLISES COMPARATIVAS

A partir dos resultados obtidos, torna-se possível a comparação do desempenho dos diferentes modelos. Será adotado para a comparação o valor médio do momento dos modelos semelhantes. Tem-se assim dois modelos com as mesmas características, perfazendo três cenários distintos: sem reforço, com reforço à flexão, com reforço à flexão e força cortante.

Tabela 5.13 – Comparativo dos modelos experimentais.

Sistema de Reforço	$M_{\max \text{ aplicado}} (kN.m)$	Acréscimo de momento (%)
Sem reforço	16.61	-
Com reforço à flexão	18.43	11%
Com reforço à flexão e à força cortante	20.25	22%

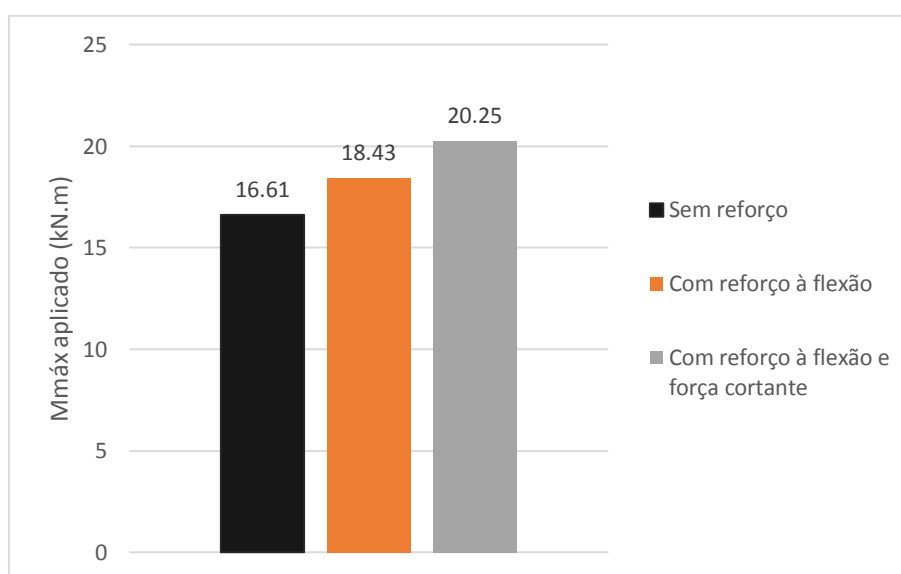


Figura 5.52– Comparação dos momentos atuantes nas vigas.

Pelo fato das chapas de aço não entrarem no estágio de escoamento, não foi possível analisar a eficiência completa do reforço, portanto o acréscimo de momento fletor, apesar de ter um aumento considerável, pode ser superior, na ordem de 50% como feito no cálculo orgânico. Porém, características importantes puderam ser analisadas na campanha experimental.

A primeira análise a ser feita é o aumento considerável do momento de fissuração das vigas reforçadas. Comprovando a eficiência do reforço, o que justifica o uso quando há o aparecimento de fissuras em estrutura existentes, de modo a contê-las por maiores carregamentos. A Tabela 5.14 demonstra o aumento.

Tabela 5.14 – Momento de fissuração das vigas.

Viga	$M_{fissuração} (kN.m)$	Acréscimo de momento (%)
V1 – Sem reforço	4.73	-
V2 – Sem reforço	5.94	Referência
V3 – Com reforço à flexão	12.42	109.09
V4 – Com reforço à flexão	10.87	83.00
V5 – Com reforço à flexão e à força cortante	15.12	154.55

A segunda análise remete para a importância dos chumbadores nesse tipo de reforço. A comparação pode ser feita entre as vigas reforçadas somente à flexão (V3 e V4), nas quais o que as diferencia é a quantidade de chumbadores: a primeira (V3) sem um chumbador da extremidade e a segunda (V4) com todos os quatro chumbadores. Na viga V3 observa-se a rotura por arrancamento do recobrimento apenas no apoio em estava sem um chumbador, que é caracterizada pelas fissuras horizontalizadas ao nível das armaduras internas (recobrimento). Já na viga V4, a rotura ocorre apenas por cisalhamento. O fato da rotura por arrancamento do recobrimento é relatado na revisão bibliográfica do trabalho (item 2.5.), e um dos modos utilizados para evitar esse tipo de rotura é o uso de chumbadores nas extremidades.



Viga V3 – Rotura por arrancamento do recobrimento.



Viga V4 – Rotura por cisalhamento.

Figura 5.53 – Vigas com roturas distintas.

Os resultados comprovam a importância dos chumbadores no reforço à flexão com chapas de aço, o qual evita este tipo de rotura, que quando combinado com a rotura por cisalhamento, provoca a rotura frágil da estrutura (Figura 5.53).

A terceira análise diz respeito à eficiência do reforço à força cortante. Uma comparação feita entre a viga V4, que tem apenas o reforço à flexão e a viga V5, que apresenta o reforço tanto a flexão como à força cortante, mostra que a força necessária para a viga atingir a rotura e as primeiras fissuras aumentaram consideravelmente (Tabela 5.15).

Tabela 5.15 – Tabela comparativo de momento fletor entre V4 e V5.

Viga	$M_{\max \text{ aplicado}} (kN \cdot m)$	$M_{\text{fissuração}} (kN \cdot m)$
V4 – com reforço à flexão	18.09	10.87
V5 – com reforço à flexão e à força cortante	20.25	15.12

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

A partir do detalhamento da técnica de reforço com chapas de aço em estruturas de concreto armado, concluiu-se a necessidade de proceder a uma preparação das superfícies de concreto e aço extremamente cuidadosa. A eficiência do reforço em muito depende desta etapa.

O projeto e dimensionamento das técnicas de reforço com chapas de aço é apresentado de forma objetiva e direta. As regulamentações estudadas, de entre elas a norma europeia Eurocódigo e o boletim do CEB (Comitê Euro Internacional de Concreto), apresentaram informações demasiado vagas e inconsistentes sobre o reforço, e por conta disso, não houve um embasamento mais aprofundado da regulamentação. No entanto, no que concerne ao reforço com chapas de aço, o boletim do CEB acaba por ser mais objetivo e detalhado do que a norma europeia.

O estudo experimental, com ensaios submetendo vigas de concreto armado à flexão simples sem reforço, com reforço apenas à flexão e reforço à flexão e à força cortante, permitiu tirar conclusões que comprovam juntamente com os estudos bibliográficos que as chapas de aço apresentam ótimos benefícios. Apesar de não conseguir chegar no estado limite das chapas e analisar a sua eficiência por completo, foi possível avaliar a importância de alguns fatores.

Em todos os casos houve um aumento na resistência última das vigas, na rigidez e na carga de fendilhação. Sobretudo a carga de fendilhação sofreu o aumento mais significativo. Na viga com reforço à flexão e à força cortante o aumento de resistência foi da ordem dos 22%, permitindo provar a eficácia do reforço.

As análises permitiram ainda concluir que, para o reforço à flexão, os chumbadores mecânicos são indispensáveis e essenciais. A sua dispensa pode provocar a rotura por arrancamento do recobrimento que combinada com a rotura por cisalhamento provoca a rotura frágil da estrutura conforme observado no ensaio da viga V3.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O trabalho permitiu um amplo conhecimento sobre o reforço em estruturas de concreto armado com chapas de aço. Tratou das técnicas de reforço em vigas, pilares e lajes de concreto armado, descrevendo-as e detalhando-as para que o reforço seja eficiente e não ocorra falhas que venham a comprometer sua

CONSIDERAÇÕES FINAIS

trabalhabilidade. Foi possível analisar em modelos de vigas de concreto armado, o reforço atuando à flexão e à força cortante, colhendo resultados favoráveis ao reforço com chapas de aço.

Para complementar o estudo realizado neste trabalho, pode-se realizar ensaios em modelos de pilares e lajes, comprovando sua eficiência referenciada na bibliografia; pesquisar e avaliar outras metodologias de cálculo e regulamentações internacionais; e desenvolver uma modelação numérica com programas de cálculo de estruturas. Além de realizar ensaios à flexão em vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço e aumentar a resistência ao cisalhamento (armaduras transversais), para avaliar o reforço até a carga de escoamento das chapas de aço.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alfaiate, Jorge Manuel Vinagre. Reforço por adição de elementos metálicos em vigas de betão armado: flexão simples. 1986.
- Ancora. Processo de instalação da ancoragem. 2016. Disponível em: <<http://ancora.com.br/site/portfolio/chumbador-cba-com-parafuso/>>. Acesso em: 06 maio 2016.
- Appleton, Júlio. Construções em Betão—Nota histórica sobre a sua evolução. Instituto Superior, 2005.
- Appleton, Júlio; Gomes, Augusto. Reforço de estruturas de betão armado por adição de armaduras exteriores. In: APPLETON, Júlio; GOMES, Augusto. Reforço de estruturas de betão armado. Lisboa, 1997. p. 1-18.
- Appleton, J.; SARAIVA, J. Avaliação da Capacidade Sísmica de Edifícios de Betão Armado de Acordo com o Eurocódigo 8—Parte 3. 4ª Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 2006.
- Appleton, Júlio; Costa, António. reabilitação e reforço de estruturas. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2012. 215 slides, color.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto, Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro, 2014.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800: Projeto de Estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. 2 ed. Rio de Janeiro, 2008.
- Bento, Fernando Jorge Borges; RODRIGUES, João Pedro Batouxas. Reforço de pilares por encamisamento metálico. Brasil, 2003. 12 p.
- Branco, Fernando G.. Reabilitação e reforço de estruturas: Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2012. 56 slides, color.
- Canovas, Manuel Fernandez. Patologia y Terapeutica del Hormigon Armado. Madrid: Ets de Ingenieros de Caminos, 1984.
- Cardoso, Renata. Pintura para metais como proteção anticorrosiva. Rio de Janeiro: Brt - Serviço Brasileiro de Respostas Técnicas, 2013. 32 p.
- Comite Euro International du Beton. CEB 162: Bulletin D'Information. 162 ed. Paris: Ceb, 1983. 278 p.
- Costa, Angélica Medeiros de; Silva, Bruno do Vale. Avaliação do Potencial do reforço com chapa colada em vigas de concreto armado pós-fissuração. 2014. 20 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense, Santa Catarina, 2014.
- European Committee for Standardization. EN 1998-3: Eurocódigo 8. Europa: Cen, 2005. 90 p.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- European Committee for Standardization. EN 1998-4: Eurocódigo 8. Europa: Cen, 1995. 90 p.
- Fragata, Fernando de L. Qualificação para Inspetor de Pintura Nível 1 – Módulo I: A Pintura como Técnica da Proteção Anticorrosiva. Rio de Janeiro: Publit Soluções Editoriais, 2009.
- Grupo Refrasol (São Paulo) (Org.). Argamassa projetada leve. 2016. Disponível em: <<http://www.refrasol.com.br/index.php/servicos/protecao-contra-fogo/estruturas-metalicas/argamassas-projetadas-leves#>>. Acesso em: 14 mar. 2016.
- Helene, P. Revista ALCONPAT. Revista ALCONPAT, v. 1, n. 1, p. 67-92, 2011.
- Helene, Paulo. Introdução da vida útil no projeto das estruturas de concreto NB/2001. In: Workshop sobre durabilidade das construções. Novembro. São José dos Campos. 2001.
- Instituto Portugues da Qualidade. NP EN 1504-4: NP EN 1504-4. Portugal: Instituto Portugues da Qualidade, 2006.
- Juandes, Luis Filipe Pereira. Reforço e reabilitação de estruturas. Porto: Departamento de Engenharia Civil, 2002. 93 slides, color.
- Klein, Tana Renck. Reforço Estrutural em Estrutura de Concreto Armado. 2016. Disponível em: <<http://www.ufrgs.br/eso/content/?p=1141>>. Acesso em: 10 mar. 2016.
- Lima, Lucas Corrêa Carvalho de; MACCHERONI, Franco Petrilli. Estudo comparativo entre sistemas de reforço estrutural para vigas de concreto armado submetidas a flexão simples. 2015. 168 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Presbiteriana Mackenzie, São Paulo, 2015.
- Norma Portuguesa. NP EN 1992-1-1-2010: Eurocodigo 2. Portugal: Ipq, 2010. 259 p.
- Pannoni, Fabio Domingos. Proteção da estrutura metálica frente ao fogo. Disponível em: <<http://wwwo.metallica.com.br/protecao-de-estruturas-metalicas-frente-ao-fogo>>. Acesso em: 10 mar. 2016.
- Pimenta, Taina Marinho. Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com chapas metálicas, coladas com geopolímero, e com mantas de sisal coladas com resina epóxi. 2012. 65 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, Paraíba, 2012.
- Reforço com chapas de aço em pilares de concreto armado. Brasil: Pini, 2004.
- Reis, Andréa Prado Abreu. Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho. 1998. 239 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1998.
- Reis, Lília Silveira Nogueira. Sobre a recuperação e reforço das estruturas de concreto armado. 2001. 114 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais, 2001.
- Relvas, Fernando José. Curso de estruturas de concreto: projeto, execução e reparo. Reforço de peças de concreto armado, com chapas de aço. Apostila. Dezembro 2004.
- Revista construção metálica: As tintas na proteção anticorrosiva. Brasil: Abcem, v. 69, 2005.

- Ripper, Thomaz. *Reparação e reforço de estruturas*. Lisboa: Thomaz Ripper, 2005. Color.
- Rodrigues, Carlos Manuel Chastre. *Comportamento da ligação aço-resina-betão em elementos estruturais*. 1993. 230 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 1993.
- Rodrigues, Carlos. *Inspeção e Reforço de Estruturas*: Porto: Isep, 2015. 45 slides, color.
- Roque, J. A.; Moreno Junior, A. L. *Considerações sobre vida útil do concreto*. São Carlos, 2005.
- Silva, Erick Almeida da. *Técnicas de recuperação e reforço de estruturas de concreto armado*. 2006. 84 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2006.
- Silveira, S.S. (1997). *Dimensionamento de vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas com resina epoxi*. Rio de Janeiro, Dissertação (Mestrado). UFF, Universidade Federal Fluminense.
- Sousa, Álvaro Fernando Vieira da Silva. *Reparação, Reabilitação e reforço de estruturas de betão armado*. 2008. 114 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Feup, Porto, 2008.
- Souza, Vicente Custódio Moreira de; RIPPER, Thomaz. *Técnicas usuais em serviço de recuperação e reforço de estruturas de concreto*. In: SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; RIPPER, Thomaz. *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo: Pini, 1998. p. 13-243.
- Takeuti, Adilson Roberto. *Reforço de pilares de concreto armado por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho*. 1999. 205 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1999.