

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Gustavo de Sena

**REFORÇO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DA UTILIZAÇÃO
DE PERFIS METÁLICOS**

Santa Cruz do Sul

2017

Gustavo de Sena

**REFORÇO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DA UTILIZAÇÃO
DE PERFIS METÁLICOS**

Trabalho de Conclusão de Curso II, apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, na área de Estruturas, como requisito para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. M.Sc. Eng. Christian Donin

Santa Cruz do Sul

2017

Gustavo de Sena

**REFORÇO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DA UTILIZAÇÃO
DE PERFIS METÁLICOS**

Trabalho de Conclusão de Curso II, apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, na área de Estruturas, como requisito para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Prof. M.Sc. Eng. Christian Donin

Professor orientador - UNISC

Prof. M.Sc. Eng. Henrique Rupp

Professor examinador

Prof. M.Sc. Eng. José Ricardo Donin Lima

Professor examinador

Santa Cruz do Sul

2017

Dedico este trabalho aos meus pais, à minha namorada e aos meus amigos, pois sem eles eu não teria conseguido chegar à mais esta etapa de minha vida.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais, Aírton José de Sena e Ângela de Sena, os quais foram primordiais na construção dos meus valores e princípios, fazendo sempre tudo que esteve ao seu alcance para permitir que eu obtivesse uma educação de qualidade.

Sou eternamente grato às minhas duas irmãs, Vivian de Sena e Aline de Sena, às quais me ensinaram o significado de compartilhar, sempre me apoiando em minhas decisões e me dando o privilégio de saber o que é ter e ser um irmão.

Quero deixar o meu mais profundo agradecimento ao amor de minha vida, Cassandra Claas Alves, quem suportou inúmeros dias de estresse e nervosismo, sempre me incentivando e me dando forças para continuar. Sem ela este momento não teria sido possível.

Aos meus amigos e colegas, pelos momentos que vivemos juntos e pela compreensão de minha ausência em diversos momentos, sempre demonstrando sua amizade e união, meu muito obrigado.

Não poderia deixar de agradecer ao meu professor e orientador Christian Donin, o qual foi essencial na construção deste trabalho, compartilhando comigo seu grande conhecimento em Engenharia Civil. Também agradeço aos demais professores e funcionários da UNISC, que de alguma forma contribuíram para minha formação.

“Se vi mais longe foi por estar de pé sobre ombros de gigantes”

(Isaac Newton)

RESUMO

O presente trabalho analisa a utilização de perfis metálicos no reforço de pilares de concreto armado, através de um estudo mais aprofundado sobre esta técnica de reforço, comparando os resultados obtidos da aplicação de métodos de cálculo estudados, em modelos experimentais definidos na bibliografia existente. Inicialmente é feita uma abordagem sobre a necessidade do reforço em estruturas de concreto armado, seguindo por uma pesquisa sobre os diversos tipos de patologias que podem acometer este tipo de estruturas. Na sequência são apresentados, de forma breve, os tipos mais utilizados de reforço em pilares de concreto armado, assim como uma revisão dos métodos de cálculo para reforço com perfis metálicos. Foram definidos treze modelos experimentais com base na bibliografia estudada, assim como três métodos de cálculo, sendo que destes, dois possuíam mais de uma variação, para definição da carga última estimada de falha à compressão do pilar reforçado. Após análise dos resultados, concluiu-se que o método de cálculo proposto por Tarabia e Albakry (2014) consegue ter uma melhor aproximação da carga última real de falha de um pilar reforçado com perfis metálicos testado em ensaios laboratoriais, levando em consideração a contribuição das cintas metálicas utilizadas para conectar as cantoneiras de reforço, assim como a questão do reforço em si estar diretamente carregado, ligado às vigas ou lajes, ou indiretamente carregado, entrando em carga através do atrito com o concreto devido sua expansão.

Palavras-chave: Pilar; Reforço; Perfis metálicos.

ABSTRACT

The present work analyzes the use of metallic profiles in the reinforcement of reinforced concrete columns, through a more detailed study on this reinforcement technique, comparing the results obtained from the application of calculation methods studied, in experimental models defined in the existing bibliography. Initially an approach is made on the need for reinforcement in reinforced concrete structures, followed by a research on the different types of pathologies that can affect this type of structures. The following are briefly presented the most used types of reinforcement in reinforced concrete columns, as well as a review of the calculation methods for reinforcement with metal profiles. Thirteen experimental models were defined based on the studied bibliography, as well as three calculation methods, of which two had more than one variation, to define the estimated ultimate compressive failure load of the reinforced column. After analyzing the results, it was concluded that the calculation method proposed by Tarabia and Albakry (2014) is able to have a better approximation of the actual ultimate failure load of a reinforced column with metallic profiles tested in laboratory tests, taking into account the contribution of metal strips used to connect the reinforcing angles, as well as the issue of the reinforcement itself being directly loaded, connected to the beams or slabs, or indirectly loaded, entering into load through the friction with the concrete due to its expansion.

Keywords: Column; Reinforcement; Metal profiles.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Evolução do desempenho das edificações	23
Figura 2 – Hipóteses para reconversão de estruturas com desempenho insatisfatório	25
Figura 3 – Etapas da produção e uso das obras civis	28
Figura 4 – Origem dos problemas patológicos com relação as etapas de produção e uso das obras civis	30
Figura 5 – Pilar fissurado devido a movimentação térmica de vigas de concreto armado	33
Figura 6 – Pilares e vigas fissurados devido a expansão da alvenaria	34
Figura 7 – Fissuras por instabilidade de pilares esbeltos	35
Figura 8 – Trincas horizontais a meia altura de pilar pré-moldado submetido à flexocompressão	35
Figura 9 – Fissuras verticais em pilar solicitado à compressão axial	36
Figura 10 – Fissuras inclinadas na cabeça do pilar provocadas por concentrações de tensões	37
Figura 11 – Fissuras de assentamento plástico em pilares	38
Figura 12 – Fissuras de junta de concretagem	38
Figura 13 – Fissuras de pega ou falsa pega	39
Figura 14 – Fissuração de cobrimento de uma coluna armada por cintamento	40
Figura 15 – Imperfeições geométricas globais	41
Figura 16 – Ninhos em estruturas de concreto armado	42
Figura 17 – Desagregação do concreto da base de um pilar	42
Figura 18 – Eflorescência no topo de um pilar de concreto armado	43
Figura 19 – Corrosão generalizada de armaduras em pilar de concreto armado	44
Figura 20 – Perfis obtidos por processos siderúrgicos	46
Figura 21 – Perfis obtidos por processos metalúrgicos	47
Figura 22 – Zonas perigosas de lajes em reforços sem continuidade	55
Figura 23 – Pilares reforçados com perfis metálicos para os ensaios de falha à compressão	56
Figura 24 – Configuração dos reforços de pilares para ensaios de falha à compressão	56
Figura 25 – Pilar reforçado com perfis metálicos	58

Figura 26 – Distribuição de cargas entre pilar e reforço.....	61
Figura 27 – Pilar original sem reforço.....	62
Figura 28 – Pilar reforçado com perfis metálicos	64
Figura 29 – Detalhes e dimensões do reforço com perfis metálicos	67
Figura 30 – Comprimentos de flambagem	70
Figura 31 – Parâmetro K para peças comprimidas em sistema estrutural	71
Figura 32 – Detalhes construtivos dos pilares experimentais de Tarabia e Albakry (2014).....	75
Figura 33 – Detalhes do reforço utilizado nos experimentos de Belal et al (2014)....	78
Figura 34 – Detalhes construtivos das amostras dos ensaios de Adam et al (2009)	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classes de agressividade ambiental	24
Tabela 2 – Detalhes das amostradas testadas por Tarabia e Albakry (2014).....	76
Tabela 3 – Carga última de falha das amostras ensaiadas por Tarabia e Albakry (2014).....	77
Tabela 4 – Carga última de falha das amostras ensaiadas por Belal et al (2014).....	78
Tabela 5 – Carga última de falha das amostras ensaiadas por Adam et al (2009) ...	80
Tabela 6 – Modelos experimentais utilizados.....	90
Tabela 7 – Resultados das cargas últimas estimadas de falha à compressão para cada método de cálculo estudado.....	91
Tabela 8 – Parcelas de carga resistidas pelo pilar original e pelo reforço, via rigidez dos elementos	92
Tabela 9 – Parcela de carga resistida pelo pilar original, via carga última estimada de falha	93
Tabela 10 – Parcela de carga resistida pelo reforço, via carga última estimada de falha à compressão	94
Tabela 11 – Resultados da verificação quanto à flambagem global e local	95
Tabela 12 – Relação entre os resultados de carga última estimada de falha à compressão calculada e experimental	102
Tabela 13 – Parcelas de carga resistidas por cada elemento, via rigidez dos elementos e carga última estimada de falha à compressão.....	104
Tabela 14 – Verificação quanto à flambagem global e local	105

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 1 para os diversos métodos de cálculo estudados.....	96
Gráfico 2 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 2 para os diversos métodos de cálculo estudados.....	97
Gráfico 3 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 3 para os diversos métodos de cálculo estudados.....	97
Gráfico 4 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 4 para os diversos métodos de cálculo estudados.....	97
Gráfico 5 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 5 para os diversos métodos de cálculo estudados.....	98
Gráfico 6 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 6 para os diversos métodos de cálculo estudados.....	98
Gráfico 7 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 7 para os diversos métodos de cálculo estudados.....	99
Gráfico 8 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 8 para os diversos métodos de cálculo estudados.....	99
Gráfico 9 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 9 para os diversos métodos de cálculo estudados.....	100
Gráfico 10 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 10 para os diversos métodos de cálculo estudados.....	100
Gráfico 11 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 11 para os diversos métodos de cálculo estudados.....	101
Gráfico 12 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 12 para os diversos métodos de cálculo estudados.....	101
Gráfico 13 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 13 para os diversos métodos de cálculo estudados.....	101

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A_a	Área de aço da armadura longitudinal do elemento
A_c	Área de concreto
A_s	Área da seção de aço da armadura / Área de aço do reforço
$A_{s,eq}$	Área equivalente da seção de aço da armadura
CA	Concreto armado
CAR	Concreto de alta resistência
Cm	Centímetros
CO ₂	Dióxido de carbono
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_s	Módulo de elasticidade do aço
ELU	Estado limite último
f_{cc}	Tensão de confinamento do concreto
f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto à compressão
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
f_{col}	Tensão resistente da coluna
f_{cu}	Resistência característica última do concreto à compressão
f_l	Tensão de confinamento média
f_s	Resistência à tração do aço da cantoneira
f_{sd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço do reforço
f_{yd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço
f_{yk}	Resistência característica do aço à tração
I	Momento de inércia
I	Raio de giração mínimo
K	Parâmetro de flambagem
kN	Quilonewton
L ₁	Largura da aba da cantoneira
L ₂	Largura das cintas

l_{fl}	Comprimento de flambagem
m	Metros
mm	Milímetros
mm ²	Milímetros quadrados
MPa	Mega Pascal
NBR	Norma Brasileira
N_a	Contribuição de força axial de uma das cantoneiras do reforço
N_c	Carga crítica de Euler
N_{cr}	Carga axial suportada pelo concreto
N_d	Carga de projeto
$N_{pl,RD}$	Resistência plástica à compressão de seções mistas de concreto armado e aço
pH	Potencial hidrogeniônico
PRF	Polímeros reforçados com fibras
PRFC	Polímero reforçados com fibras de carbono
P_u	Carga última de falha à compressão
Q_s	Fator de redução associado à flambagem local
S	Espaçamento entre cintas (eixo a eixo)
TC	Trabalho de Curso
t_1	Espessura da cantoneira
t_2	Espessura das cintas
UNISC	Universidade de Santa Cruz do Sul
VUP	Vida útil de projeto
VU	Vida útil
X	Fator adimensional relacionado à flambagem
θ_{1min}	Desaprumo mínimo
$\theta_{1máx}$	Desaprumo máximo
ϕ	Diâmetro das barras da armadura
ε	Deformação lateral
λ	Índice de esbeltez
λ_0	Índice de esbeltez reduzido

σ_s	Tensão axial suportada pelas cintas do reforço
ν_c	Coefficiente de Poisson do concreto
γ_c	Coefficiente de minoração do concreto
γ_f	Coefficiente de minoração de resistência
γ_n	Coefficiente de minoração de materiais expostos a ações prejudiciais de agentes externos
γ_s	Coefficiente de minoração do aço
μ	Coefficiente de atrito

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
2	JUSTIFICATIVA	19
3	ÁREA E LIMITAÇÃO DO TEMA	20
4	OBJETIVOS	21
4.1	Objetivo geral	21
4.2	Objetivos específicos	21
5	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
5.1	Reforço estrutural - Generalidades	22
5.2	Patologias em estruturas de concreto armado	27
5.2.1	Origem das patologias em estruturas de concreto armado	28
5.2.2	Sintomatologias das patologias de pilares de concreto armado	30
5.2.2.1	Fissuras	31
5.2.2.1.1	Fissuras causadas por movimentações térmicas	32
5.2.2.1.2	Fissuras causadas por movimentações higroscópicas	33
5.2.2.1.3	Fissuras causadas pela atuação de sobrecargas	34
5.2.2.1.4	Fissuras de assentamento plástico, pega ou falsa pega, de juntas de concretagem e no cobrimento de pilares feitos com cintamento	37
5.2.2.2	Deformações	40
5.2.2.3	Outras anomalias	41
5.3	Materiais utilizados no reforço de pilares de concreto armado	44
5.3.1	Concreto convencional e armado	45
5.3.2	Argamassas com adição de sílica ativa	45
5.3.3	Perfis metálicos	46
5.3.4	Polímeros reforçados com fibras (PRF)	47
5.4	Métodos de reforço de pilares de concreto armado	48
5.4.1	Reforço de pilares com concreto armado	49
5.4.1.1	Reforço por encamisamento retangular/quadrado de concreto armado	50
5.4.1.2	Reforço lateral de concreto armado	50
5.4.1.3	Reforço por cintamento de concreto armado	51
5.4.2	Reforço com chapas de aço	51

5.4.3 Reforço com polímeros reforçados com fibras	52
5.4.4 Reforço utilizando argamassas com adição de sílica ativa.....	53
5.4.5 Reforço com perfis metálicos	53
5.5 Procedimentos executivos no reforço de pilares de concreto armado através da utilização de perfis metálicos	57
5.6 Modelos de cálculo	60
5.6.1 Método simplificado para pilares de concreto armado confinados por reforço com perfis metálicos	66
5.6.2 Flambagem de barras comprimidas	69
5.6.2.1 Comprimento de flambagem	70
5.6.2.2 Flambagem local	72
6 METODOLOGIA	74
6.1 Modelos experimentais para análise	74
6.1.1 Modelos experimentais de Tarabia e Albakry (2014).....	74
6.1.2 Modelos experimentais de Belal et al (2014).....	77
6.1.3 Modelos experimentais de Adam et al (2009)	79
6.2 Análise teórica para diferentes métodos de cálculo	81
6.2.1 Método de cálculo de Cánovas (1988).....	81
6.2.2 Método de cálculo da norma europeia EN 1994-1-1 (Eurocode 4, 2004) ...	82
6.2.3 Método de cálculo de Tarabia e Albakry (2014).....	84
6.2.4 Distribuição da carga do pilar reforçado de acordo com a rigidez dos elementos.....	86
6.2.5 Verificação quanto à flambagem das cantoneiras	87
6.2.5.1 Verificação quanto à flambagem global	87
6.2.5.2 Verificação quanto à flambagem local	88
7 RESULTADOS.....	90
7.1 Resultados das cargas últimas estimadas de falha à compressão	90
7.2 Resultados das parcelas de carga absorvidas pelo pilar original e pelo reforço com perfis metálicos	91
7.3 Resultados da verificação quanto à flambagem global e local.....	94
8 ANÁLISE DOS RESULTADOS	96
8.1 Carga última estimada de falha à compressão dos pilares reforçados	96
8.2 Distribuição de carga entre o pilar original e o reforço	103
8.3 Verificação quanto às flambagens global e local.....	104

9 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	106
REFERÊNCIAS.....	108

1 INTRODUÇÃO

O crescimento acelerado da construção civil em algumas épocas em certos países, acabou por provocar a necessidade da procura por inovações, aumentando de forma proporcional a aceitação implícita de maiores riscos, obviamente que dentro de certos limites. Juntamente com esta progressão do desenvolvimento tecnológico, houve o aumento do conhecimento sobre estruturas e materiais, agregado ao estudo e análise dos erros que aconteciam (SOUZA; RIPPER, 1998).

Existem exemplos de obras antigas que sofreram deterioração ao longo de diversos anos e resistiram. Porém a probabilidade de uma edificação ou obra de arte, mesmo que construída de forma cuidadosa e adequada, permaneça intocada pela ação do tempo e do homem, é muito baixa, pois não são eternamente duráveis.

De forma geral, existem três condições indispensáveis que uma estrutura deve respeitar para atender aos requisitos de qualidade, sendo elas: capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade (NBR 6118, 2014). Não atingindo alguma destas condições, tem-se uma estrutura que não está apta para ser utilizada, sendo necessário reabilitar a mesma estruturalmente.

Os pilares são partes fundamentais das estruturas, pois são responsáveis por transferirem as cargas da edificação para os elementos de fundação. Desta maneira, a eficiência da estrutura como um todo depende que os pilares que a compõem mantenham as características para as quais foram projetados.

Diversos são os métodos de reforço de pilares de concreto armado, como o aumento da seção através do encamisamento com concreto de baixa ou alta resistência e encamisamento com compósitos, ou com a utilização de perfis de aço para proporcionar o aumento da resistência do elemento, assunto que será abordado de forma mais profunda durante este trabalho, através da aplicação de métodos de cálculos em modelos experimentais disponíveis na bibliografia.

2 JUSTIFICATIVA

O crescimento tecnológico na área da engenharia civil, assim como nas demais áreas de conhecimento, vem aumentando de forma acelerada nos últimos anos. A procura por novos métodos e ideias que venham a facilitar a vida do engenheiro civil, de forma a manter a qualidade das estruturas, se faz cada vez mais necessária.

A perda da eficiência de uma edificação pode acontecer devido a inúmeros fatores, como falhas na etapa de projeto, erros executivos durante a construção, conservação precária e falta de manutenção, mudança no tipo de utilização da edificação, entre outros problemas. Por estes motivos, o reforço se torna uma ação importantíssima, dado o fato que o mesmo procura devolver e manter a eficiência a qual a estrutura deve ter para ser utilizada de forma correta.

O estudo de pilares reforçados acaba se tornando fundamental para auxiliar e fomentar novas pesquisas, bem como para propiciar dados que permitam o profissional de estruturas a tomar decisões técnicas quando se fizer necessária a utilização de reforços neste tipo de estruturas.

3 ÁREA E LIMITAÇÃO DO TEMA

O referente trabalho será desenvolvido na área das estruturas, com uma análise mais profunda na utilização de perfis metálicos para o reforço de pilares construídos em concreto armado.

4 OBJETIVOS

4.1 Objetivo geral

Contribuir para as pesquisas em engenharia civil com o estudo aprofundado sobre a utilização de perfis metálicos no reforço de pilares construídos em concreto armado.

4.2 Objetivos específicos

- Analisar a bibliografia existente sobre reforço de pilares, em específico utilizando perfis metálicos;
- Estudar os modelos de cálculos existentes para o reforço de pilares de concreto armado;
- Definir ensaios experimentais, disponíveis na bibliografia existente, para serem aplicados;
- Realizar os cálculos via métodos estudados;
- Comparar os resultados obtidos nos cálculos com os valores experimentais dos ensaios estudados;
- Apresentar conclusões acerca das características, vantagens e desvantagens de cada método de cálculo estudado.

5 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

5.1 Reforço estrutural - Generalidades

Questões como vida útil, durabilidade e desempenho apresentam uma ligação direta com a qualidade dos sistemas estruturais, ponto que é de preocupação geral por parte dos profissionais da área da engenharia civil. Desta forma, estas três questões tornam-se muito importantes no que diz respeito a eficiência das edificações e justificam a apresentação de suas definições e diferenças entre elas.

Segundo Souza e Ripper (1998), o período em que as propriedades de um material ficarem acima dos limites mínimos estabelecidos é considerado como vida útil deste material e que o conhecimento desta, aliado a curva de deterioração de cada material ou estrutura são importantíssimos para a criação de programas de manutenção adequados e de orçamentos mais realistas para as obras.

A NBR 15575 (ABNT, 2013) especifica que, com a correta execução das manutenções periódicas contidas no Manual de Uso, Operação e Manutenção da edificação, o período de tempo em que tal obra e/ou seus sistemas servirem às atividades para os quais foram projetados e construídos, pode ser chamado de vida útil. Esta norma ainda diferencia vida útil de projeto da vida útil da edificação propriamente dita, pois a VUP é uma estimativa teórica do tempo que poderá compor a VU, não levando em consideração alterações no entorno da obra, influências climáticas e alteração nos níveis de poluição, ou até mesmo a efetividade e a constância das operações de limpeza e manutenção da edificação.

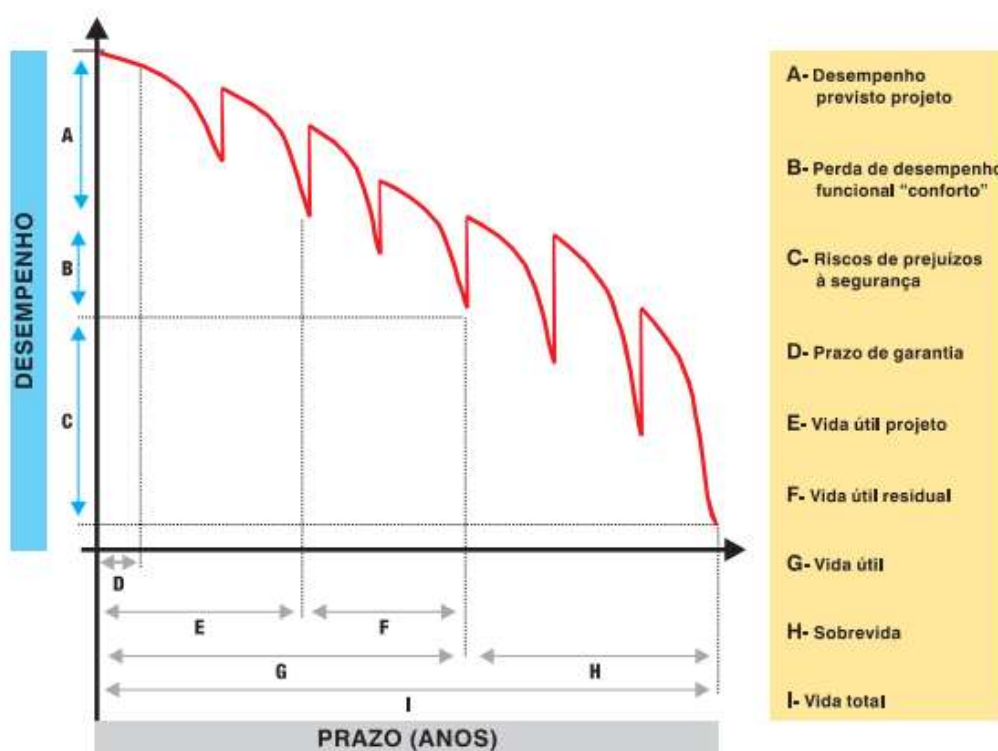
Seguindo esta linha de raciocínio, o resultado do trabalho desenvolvido nas etapas de projeto, construção e manutenção será sempre o espelho do comportamento em serviço de cada produto, ao longo de sua vida útil, caracterizando assim o desempenho do material ou estrutura. (SOUZA; RIPPER, 1998).

Segundo a NBR 15575 (ABNT, 2013) a caracterização do desempenho de uma edificação é o comportamento em uso dela própria ou de seus sistemas e as condições que expressam de forma qualitativa os atributos que a mesma deve ter, para suprir as exigências dos usuários, são os requisitos de desempenho. A norma ainda especifica critérios objetivos de qualidade e os procedimentos para medir se os sistemas atendem aos requisitos para os quais foram projetados, como por exemplo,

quanta carga de impacto a estrutura de uma parede deve resistir sem apresentar falhas ou rachaduras, entre outros.

A figura 1 apresenta uma relação de dependência entre a vida útil e o desempenho de uma edificação. De acordo com a mesma, enquanto o desempenho se mantém acima do mínimo previsto em projeto, considera-se como vida útil de projeto. Já, quando há um decréscimo no desempenho em relação apenas ao caráter funcional de conforto, considera-se como vida útil residual. Passando deste ponto, têm-se a sobrevida da edificação, diminuindo o desempenho ao ponto de gerar riscos à segurança.

Figura 1 – Evolução do desempenho das edificações



Fonte: OTTO BAUMGART INDÚSTRIA E COMÉRCIO S.A., [201-], p. 8.

Conforme Medeiros, Andrade e Helene (2011), a interação entre a estrutura de concreto, o ambiente e as condições de uso, de operação e manutenção resultam no que se chama de durabilidade. Pode-se observar diferentes comportamentos em uma mesma estrutura, segundo suas várias partes e elementos, inclusive dependendo da como se utiliza a mesma.

Para Souza e Ripper (1998), durabilidade é o parâmetro que relaciona as características de deterioração do material concreto e dos sistemas estruturais a uma

determinada construção. Associar durabilidade e vida útil se torna inevitável, pois individualizando a primeira através da resposta que dará aos efeitos da agressividade ambiental define-se, então, a segunda.

A agressividade do meio ambiente está ligada às ações químicas e físicas que agem sobre as estruturas de concreto, independente de outras ações previstas no dimensionamento de tais estruturas, como as ações mecânicas, variações volumétricas de origem térmica, retração hidráulica e outras (DONIN, 2015). Com base na NBR 6118 (ABNT,2014), nos projetos atuais de estruturas, a agressividade ambiental deve ser classificada conforme mostrado na tabela 1, onde para cada nível de agressividade tem-se por fim um risco de deterioração da estrutura. Esta classificação será utilizada para definir a qualidade do concreto a ser utilizada, bem como o cobrimento nominal das estruturas utilizadas na edificação.

Tabela 1 – Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a,b}	Pequeno
		Marinha ^a	
III	Forte	Industrial ^{a,b}	Grande
		Industrial ^{a,c}	
IV	Muito Forte	Respingos de maré	Elevado

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residências e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118:2014 (Tabela 6.1, p. 17)

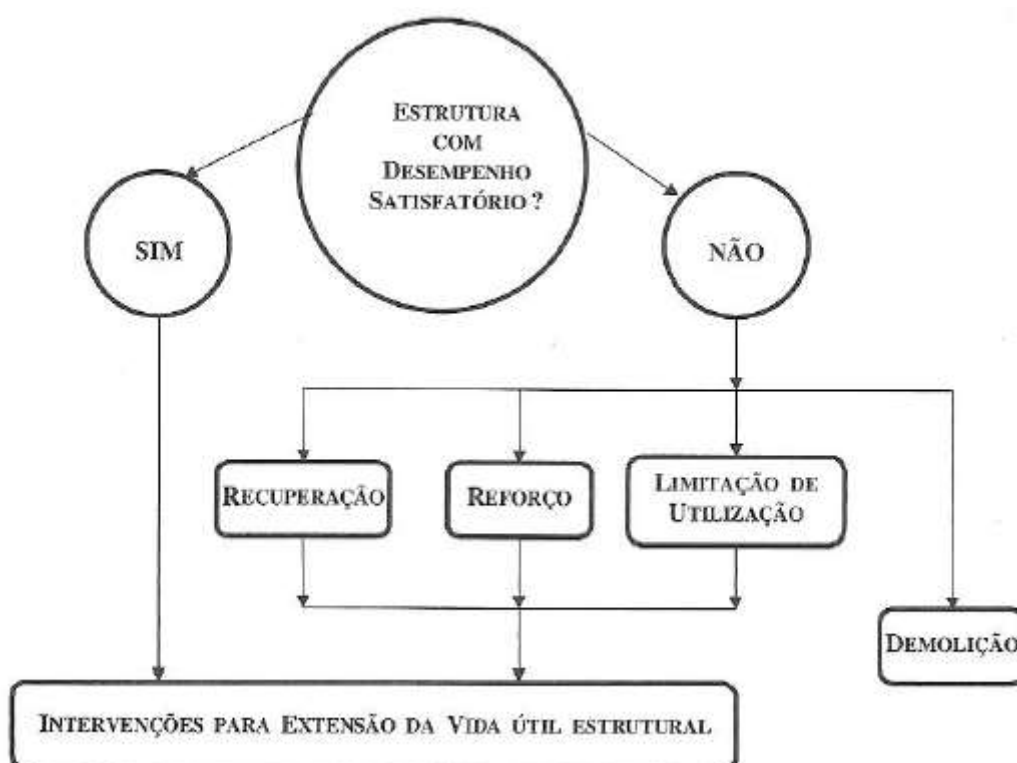
A NBR 6118 (ABNT, 2014), classifica em três grupos distintos os requisitos de qualidade de uma estrutura, sendo eles:

- a) Capacidade resistente: segurança à ruptura;

- b) Desempenho em serviço: capacidade de a estrutura manter, durante sua vida útil, condições de utilização sem apresentar danos que comprometam o seu uso para o qual foi projetada;
- c) Durabilidade: capacidade de a estrutura resistir a influências ambientais definidas e previstas em projeto.

Quando a estrutura não mais for capaz de apresentar um dos requisitos mostrados acima, conforme Souza e Ripper (1998) comentam, mais especificamente sobre o desempenho da estrutura, os responsáveis deverão estar aptos a tomar a melhor decisão e saber como proceder em relação a recuperação e/ou reforço da mesma, respeitando pontos de vista técnicos, socioambientais e econômicos. A figura 2 apresenta uma hipótese para a reconversão de estruturas com desempenho insatisfatório.

Figura 2 – Hipóteses para reconversão de estruturas com desempenho insatisfatório



Fonte: Souza e Ripper, 1998, p. 21.

A escolha entre recuperação e reforço deve ser baseada na escolha da capacidade portante da estrutura requerida, pois entende-se como recuperação o

trabalho que se realiza com o objetivo de restaurar a capacidade original do elemento estrutural de suportar cargas e como reforço, aquele com a função de aumentar esta capacidade (SOUZA; RIPPER, 1998).

Reforçando esta ideia, Piancastelli [200-] propõe que a escolha entre recuperar ou reforçar um elemento estrutural dependerá dos objetivos de desempenho aos quais os responsáveis do projeto buscam. Segundo o autor, a recuperação é conceituada como o serviço que visa devolver o desempenho perdido pela estrutura e o reforço é aquele com a função de ampliar tal capacidade.

Independentemente de se executar um serviço de recuperação ou de reforço, Souza e Ripper (1998) explicam que a qualidade de tais trabalhos depende da análise bem executada das causas que os tornaram necessários, bem como o estudo detalhado dos efeitos produzidos. Com estes dois pontos em mente, deve-se escolher a técnica adequada, incluindo a seleção cuidadosa dos materiais e equipamentos a serem empregados, assim como a mão de obra necessária para a execução dos serviços.

Como não existem instruções normativas nacionais específicas a respeito da recuperação e/ou reforço de estruturas de concreto armado, os projetos para estes fins são desenvolvidos, normalmente, com base em adaptações da NBR 6118:2014 feitas pelo engenheiro responsável, a partir de sua experiência profissional, ou utilizando critérios isolados de normas estrangeiras (PIANCASTELLI, [200-]).

Desta maneira, verifica-se a fundamental importância dos cálculos estruturais durante o projeto de elementos que precisam ser recuperados e/ou reforçados. Para Souza e Ripper (1998, p. 105), os cálculos estruturais devem sempre ser executados, indiferente se for devido a danos sofridos pela edificação, por mudança de função ou utilização da mesma. Os autores afirmam que:

[...] só a partir do cálculo poderão ser estabelecidos elementos básicos para:

- definição precisa das peças da estrutura em que será necessário proceder-se ao reforço – e a extensão desta intervenção – e daquelas em que será suficiente apenas a recuperação, entendendo-se como tal a reconstituição das características geométricas, de resistência e desempenho originais;
- determinação da capacidade resistente residual da estrutura, ou da peça estrutural [...] e, conseqüentemente, definição do tipo, intensidade e extensão do reforço necessário;
- indicação da necessidade ou não da adoção de procedimentos de escoramento durante os trabalhos;

- avaliação do grau de segurança em que se encontra a estrutura, antes, durante e depois da execução do reforço;
- escolha da técnica executiva a utilizar;
- determinação das tarefas necessárias e das quantidades reais de trabalho a realizar, isto é, definição do custo real da empreitada, em conjunto com os elementos da inspeção técnica realizada [...].

As situações ou motivos que levam um elemento estrutural ou a edificação como um todo a necessitar de reforço, são descritas por Souza e Ripper (1998, p. 142):

[...] correção de falhas de projeto ou de execução; aumento da capacidade portante da estrutura, para permitir modificações em seu uso; regeneração da capacidade portante, diminuída em virtude de acidentes (choques, incêndios, etc.) ou de desgaste ou deterioração; e modificação da concepção estrutural, como o corte de uma viga, por exemplo, por necessidade arquitetônica ou de utilização.

5.2 Patologias em estruturas de concreto armado

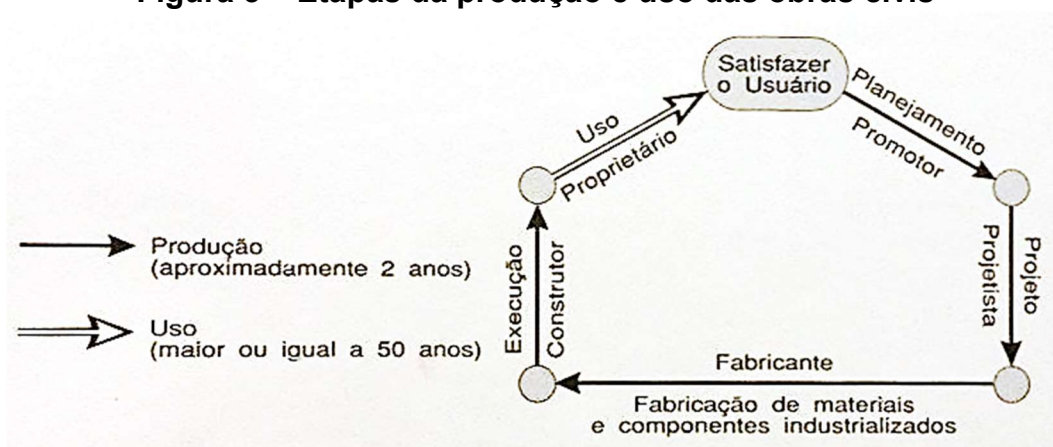
As patologias nas estruturas de concreto armado podem ser entendidas como o estudo dos sintomas, mecanismos, causas e origens dos defeitos das construções civis, ou, de forma resumida, são o estudo das partes que compõe o diagnóstico do problema. Deve-se salientar que para um dano qualquer, podem haver diversos fatores que o ocasionaram e que estes danos podem causar incômodos para os que irão utilizar a obra, segundo o fim a que a mesma foi construída, partindo de pequenas infiltrações até grandes problemas que podem causar o colapso da estrutura (HELENE, 1992).

Normalmente, em caso de grandes acidentes, como prédios que vão à ruína, por exemplo, nota-se que não há uma única origem para o desastre, mas sim várias que juntas levaram a estrutura ao colapso. É fácil encontrar estruturas onde foram cometidos grandes erros em qualquer uma das etapas, mas que mesmo assim não demonstram danos igualmente grandes. Ao mesmo tempo, encontram-se estruturas com danos relativamente grandes, os quais reduzem a resistência mecânica e durabilidade da edificação, e que tem origem através de erros menores, mas que atuam em conjunto, aumentando seus efeitos e trazendo graves consequências (CÁNOVAS, 1988).

5.2.1 Origem das patologias em estruturas de concreto armado

Segundo Helene (1992), pode-se dividir o processo de construção e uso de uma edificação em cinco etapas principais, sendo elas: planejamento, projeto, confecção de componentes e materiais fora do canteiro, execução da obra e uso da mesma, sendo que esta última etapa é mais longa e envolve a operação e manutenção das obras civis, conforme mostrado na figura 3.

Figura 3 – Etapas da produção e uso das obras civis



Fonte: Helene, 1992, p. 21.

Souza e Ripper (1998) descrevem que as falhas geradas durante as etapas de concepção da estrutura, ou seja, etapas de planejamento e projeto, são responsáveis pelo encarecimento do processo de construção, por transtornos relacionados à utilização da obra e por problemas patológicos graves. Tais falhas podem ser:

- elementos de projetos inadequados;
- problemas ou falta na compatibilização entre projetos (estrutura, arquitetônico, projetos complementares);
- materiais especificados de forma errada;
- detalhamento precário ou errado;
- detalhes construtivos impossíveis de se executar;
- falta de padrão das representações;
- dimensionamento errôneo.

Nas etapas de fabricação de materiais e componentes e da execução da obra propriamente dita, Souza e Ripper (1998) salientam duas observações principais. A

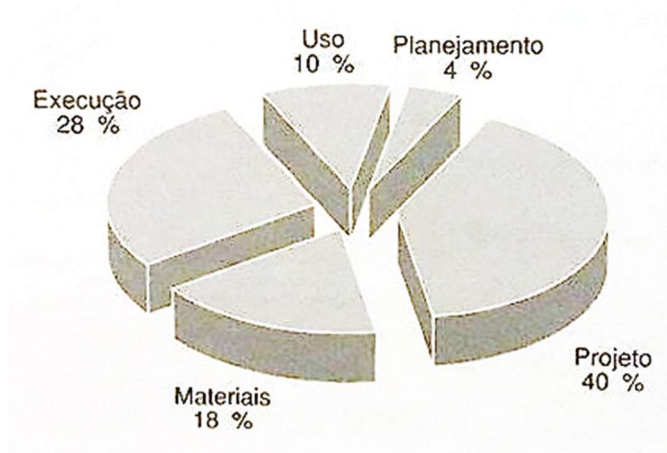
primeira diz respeito ao fato de que a sequência lógica do processo de construção indica que a etapa de execução deveria iniciar somente com as etapas de planejamento e projeto concluídas, porém isto raramente acontece, mesmo em obras maiores, sendo prática comum, adaptações de projeto e simplificações que acabam contribuindo para a ocorrência de erros.

Já a segunda observação feita pelos autores, indica que o processo industrial chamado de construção civil é atípico, pois os materiais e componentes utilizados, em determinadas atividades, são empregados em locais de onde não irão mais sair, ao contrário da indústria comum, onde os componentes passam por uma linha de montagem e saem como produtos acabados. Desta forma, iniciada a etapa de execução, podem haver diversas falhas, como, por exemplo, falta de condições locais de trabalho, falta de capacitação dos profissionais da mão de obra, má qualidade dos materiais e componentes, falta de controle de qualidade de execução, irresponsabilidade técnica e até sabotagem.

Após a conclusão das etapas anteriores, e mesmo quando estas tenham sido executados de forma correta, podem aparecer problemas patológicos decorrentes do mal uso da edificação ou da falta de um programa de manutenção adequado. Desta forma, o usuário poderá vir a ser, por desleixo ou ignorância, o agente gerador da deterioração estrutural, apesar de ser o maior interessado no bom desempenho da estrutura (SOUZA; RIPPER, 1998).

Apesar das manifestações patológicas poderem ter origem em qualquer uma das etapas comentadas anteriormente, Helene (1992) afirma que a maior parte delas ocorrem nas etapas de planejamento e projeto, conforme mostrado na figura 4, e geralmente são mais graves do que as falhas de má execução ou por má qualidade dos materiais. O Autor ainda comenta que deve-se investir um tempo maior no detalhamento e no estudo da estrutura, para evitar adaptações e tomadas de decisão apressadas durante a execução.

Figura 4 – Origem dos problemas patológicos com relação as etapas de produção e uso das obras civis



Fonte: Helene, 1992, p. 22.

Donin (2015) compara cada etapa do concreto com o organismo humano, buscando algumas designações e conceitos da medicina e aplica-os, com as adaptações necessárias. Desta maneira, a fase de “gestação” do ser humano é considerada a fase de projeto da estrutura e nesta etapa os defeitos ocasionados são chamados de “males congênitos”. Já a fase da construção da mesma é comparada ao “período de crescimento” e a vida útil é considerada a “vida adulta” do homem, sendo que os defeitos resultantes desta etapa podem ser chamados de “males adquiridos”.

5.2.2 Sintomatologias das patologias de pilares de concreto armado

Antes de tratar sobre as sintomatologias das patologias encontradas nos pilares de concreto armado, é importante entender que estrutura é esta e qual sua função na edificação. A NBR 6118 (ABNT, 2014) define pilares como “elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes”.

Porto e Fernandes (2015) explicam que os pilares são elementos em que o comprimento é a dimensão com maior influência sobre as demais (largura e altura) e que estas estruturas podem ser solicitadas por compressão normal centrada, flexão normal centrada e oblíqua composta. Os autores ainda indicam que estes elementos podem assumir várias formas de seção transversal, sendo as mais comuns, a quadrada, a retangular e a circular.

A principal função dos pilares é conduzir até as fundações, as ações atuantes nos vários níveis da estrutura. Junto com as vigas, os pilares formam os pórticos, responsáveis por garantir a estabilidade global da estrutura, resistindo as ações verticais e horizontais (PINHEIRO; SCADELAI, 2007).

Entendido o que é o elemento estrutural pilar, pode-se conceituar o termo sintomatologia, segundo Donin (2015), como um grupo de manifestações que demonstram um mal funcionamento da estrutura ou a presença de alguns defeitos. O autor afirma que é a partir dos sintomas que se inicia todo o processo de investigação das origens e causas das patologias, tão importantes para definir um diagnóstico mais apropriado. Alguns exemplos destes defeitos são a abertura de fissuras além dos limites, deslocamentos e deformações superiores às calculadas, desagregação ou esmagamento do concreto, entre outras.

Cánovas (1988) sugere que, geralmente, o diagnóstico pode ser estabelecido através de uma simples visualização. A presença de um profissional com olho clínico, o qual é fruto da experiência do mesmo e de seus estudos, pode ser suficiente para se conhecer as causas da patologia apresentada pela estrutura. Por outro lado, algumas vezes, o problema pode ser mais complexo, necessitando diversos estudos com base no projeto da estrutura, ou como a mesma reage em relação a certos estímulos, por exemplo.

A fim de melhor direcionar o foco deste trabalho, serão abordadas as sintomatologias nas quais tem influência direta sobre os pilares de concreto armado de uma edificação.

5.2.2.1 Fissuras

Apesar de não representarem obrigatoriamente uma patologia, por serem inerentes e aceitáveis, até certo ponto, no concreto, já que a seções são calculadas nos Estádios II e III, as fissuras são a sintomatologia mais comum. Quando existirem diversas fissuras próximas umas das outras ou se estas apresentarem aberturas excessivas, isto é um sinal da existência de uma anomalia que precisa ser investigada (DONIN, 2015).

Helene (1992) comenta que as fissuras são um problema muito importante, pois podem indicar que a estrutura está em um estado perigoso, podem sinalizar um comprometimento no desempenho da obra e, também, por serem de fácil

visualização, causam um imenso constrangimento psicológico nos usuários da edificação.

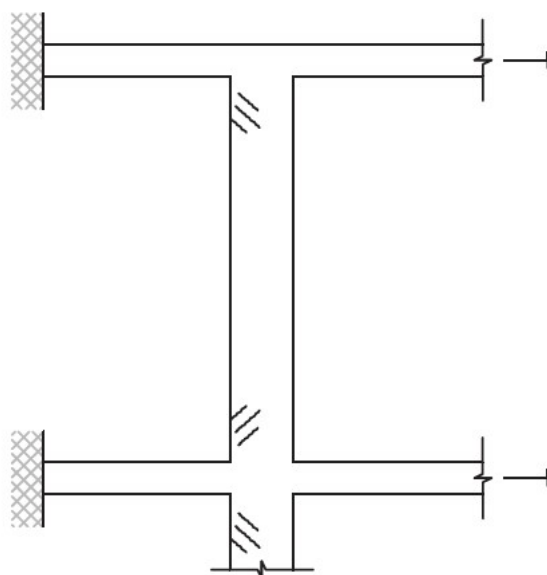
O conceito de “fissura” pode acabar conflitando com o conceito de “trinca”, sendo que a diferença fundamental está no tamanho da abertura de cada uma. A NBR 15575 (ABNT, 2013) define que as fissuras têm abertura menor do que 0,6 mm, já as trincas, as quais são uma expressão coloquial, possuem abertura maior ou igual a 0,6mm.

Quando o sintoma fissura configura uma patologia, esta pode ter sido causada por diversos fatores, como dilatações térmicas da estrutura, movimentações higroscópicas dos materiais de construção, atuação de sobrecargas, assentamento plástico, entre outras, as quais serão abordadas nos itens subsequentes a este parágrafo.

5.2.2.1.1 Fissuras causadas por movimentações térmicas

Thomaz (1989), comenta que o esqueleto estrutural da edificação sofre movimentações térmicas, principalmente nas estruturas de concreto aparente. Segundo o autor, estas movimentações dificilmente causam algum dano à estrutura em geral e as regiões mais solicitadas são os encontros entre vigas. Por sua vez a movimentação destas vigas podem gerar fissuras aparentes nos pilares, inclinadas, conforme mostrado na figura 5, principalmente se as juntas de dilatação não forem bem projetadas ou se não existirem.

Figura 5 – Pilar fissurado devido a movimentação térmica de vigas de concreto armado



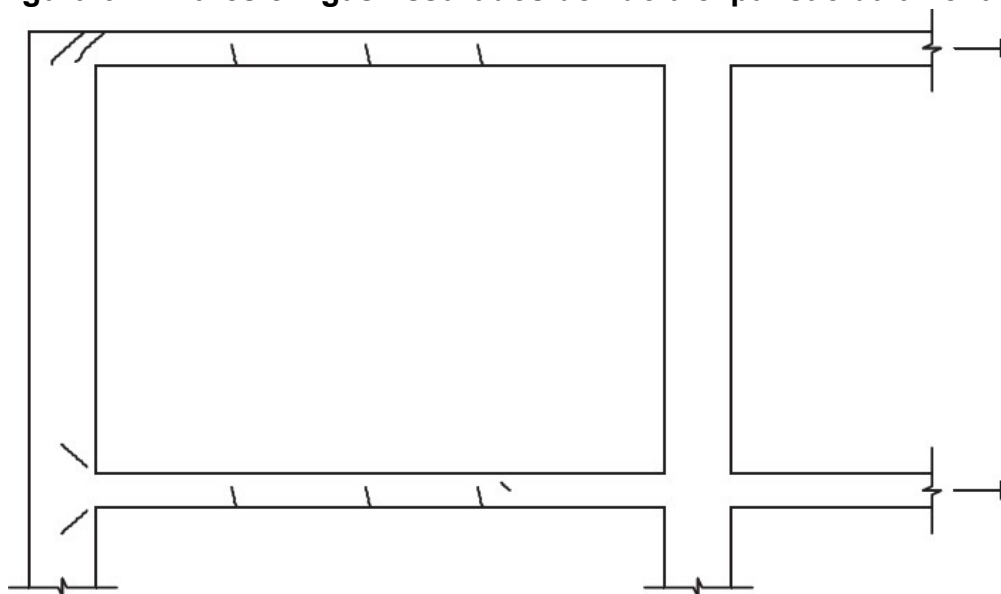
Fonte: Thomaz, 1989, p. 26, adaptado pelo autor.

5.2.2.1.2 Fissuras causadas por movimentações higroscópicas

As alterações higroscópicas causam variações nas dimensões dos materiais que compõem os elementos da estrutura e, conseqüentemente, nos próprios elementos. A diminuição do teor de umidade produz uma contração do material e, do contrário, quando há aumento do teor de umidade, ocorre uma expansão deste material. A abertura das fissuras causadas por estas expansões e/ou retrações podem variar de acordo com as propriedades higrotérmicas de cada material e das amplitudes de variação de umidade ou da temperatura (THOMAZ, 1989).

Donin (2015) ainda complementa que a fissuras ou trincas ocasionadas pelas variações higroscópicas se assemelham bastante a aquelas ocasionadas por movimentações térmicas.

A figura 6 demonstra trincas em peças estruturais, incluindo pilares, devido à expansão da alvenaria, a qual solicitou os elementos estruturais à tração.

Figura 6 – Pilares e vigas fissurados devido a expansão da alvenaria

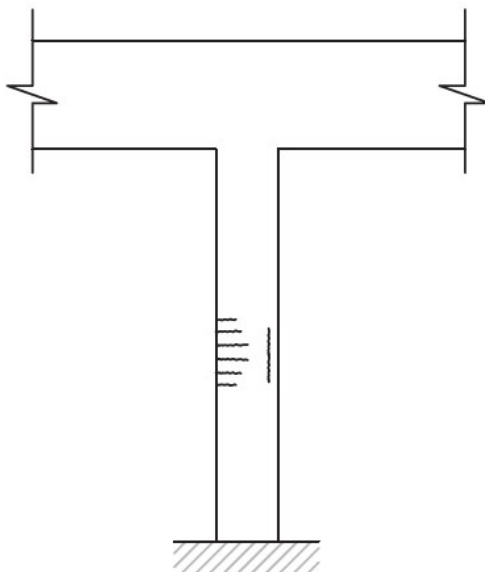
Fonte: Thomaz, 1989, p. 37, adaptado pelo autor.

5.2.2.1.3 Fissuras causadas pela atuação de sobrecargas

Devido aos pilares trabalharem com taxas de solicitações que representam uma pequena parte das suas cargas resistentes, os casos de trincas em pilares por atuação de sobrecargas são mais raros, porém, havendo falhas na construção, podem vir a ocorrer algumas trincas de esmagamento do concreto, sendo necessário o imediato reforço deste elemento (THOMAZ, 1989).

Segundo Montoya (2000), as fissuras ocasionadas por compressão axial podem ter diferentes formas. Quando aparecem de forma horizontal e próximas umas das outras, localizadas na face do concreto na parte do meio de pilares esbeltos, podem indicar a ocorrência de flambagem, conforme mostrado na figura 7. Thomaz (1989) comenta que, além de poderem indicar, em casos mais graves, a flambagem do elemento, estas fissuras horizontais podem ser decorrentes das solicitações de flexocompressão, como mostrado na figura 8, as quais podem ser geradas por deficiência da montagem da estrutura.

Figura 7 – Fissuras por instabilidade de pilares esbeltos



Fonte: Montoya, 2000, p. 451, adaptado pelo autor.

Figura 8 – Trincas horizontais a meia altura de pilar pré-moldado submetido à flexocompressão

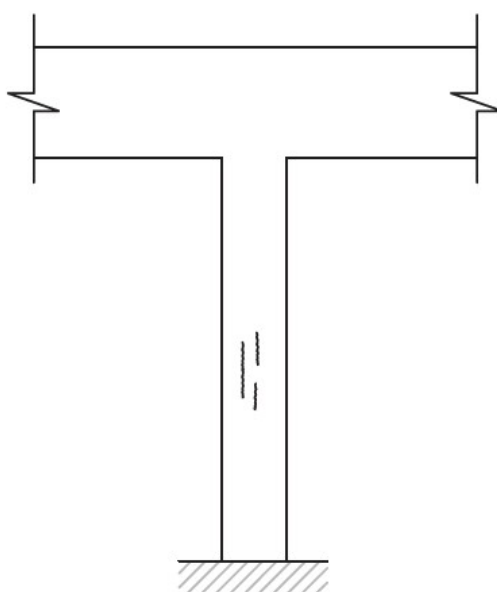


Fonte: Thomaz, 1989, p. 57.

Outra forma de fissuras devido à ação de sobrecargas de compressão axial, são as fissuras verticais, também no terço médio dos pilares, onde, segundo Montoya

(2000), são sinônimos de catástrofe iminente por esmagamento do concreto. O autor comenta que se o pilar estiver cintado, inicialmente se deslaca o revestimento e o elemento segue resistindo, porém com deformações tão grandes que as peças horizontais, como as vigas, ligadas a este elemento deformado, não suportariam. Thomaz (1989) complementa que as fissuras verticais no centro dos pilares indicam um mau dimensionamento dos estribos do elemento. A figura 9 apresenta estas fissuras verticais em um pilar.

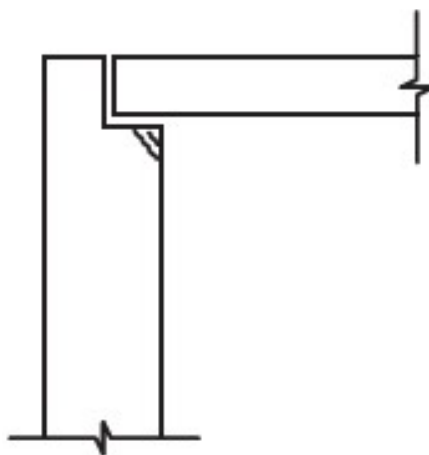
Figura 9 – Fissuras verticais em pilar solicitado à compressão axial



Fonte: Montoya, 2000, p. 452, adaptado pelo autor.

No caso de inexistência de aparelho de apoio ou por ineficácia do mesmo, podem ocorrer fissuras inclinadas nas cabeças de pilares pré-moldados, ocasionadas pela concentração de tensões normais e tangenciais nesta parte do pilar (THOMAZ, 1989). A figura 10 mostra este tipo de fissuração.

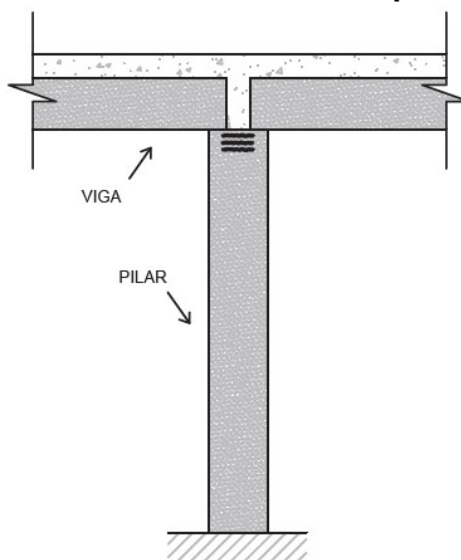
Figura 10 – Fissuras inclinadas na cabeça do pilar provocadas por concentrações de tensões



Fonte: Thomaz, 1989, p. 58, adaptado pelo autor.

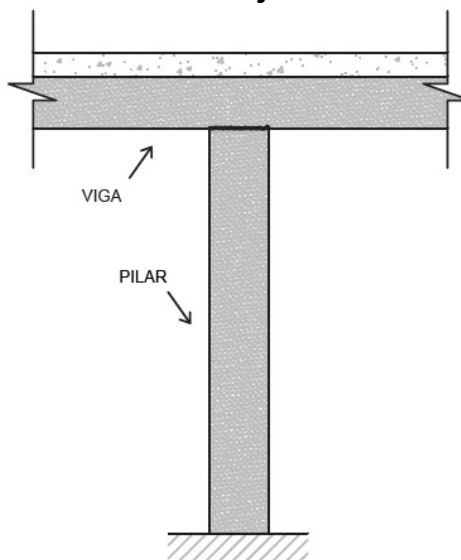
5.2.2.1.4 Fissuras de assentamento plástico, pega ou falsa pega, de juntas de concretagem e no cobrimento de pilares feitos com cintamento

Helene (1992) apresenta alguns tipos de fissuras em pilares, diferentes dos comentados anteriormente. Segundo o autor, podem ocorrer fissuras de assentamento plástico devido a problemas durante a execução da concretagem do pilar, quando esta se dá simultaneamente a concretagem das vigas e lajes. Ainda podem ser causadores deste tipo de fissura o mau adensamento do concreto, concreto com alta fluidez e/ou fôrmas não estanques. A figura 11 mostra um exemplo de pilar com fissuras de assentamento plástico.

Figura 11 – Fissuras de assentamento plástico em pilares

Fonte: Helene, 1992, p. 64, adaptado pelo autor.

No caso de concretagens em momentos diferentes, podem ocorrer fissuras de junta de concretagem. Helene (1992) atribui este tipo de fissuração ao excesso de nata de cimento, devido a exsudação, ou a sujeira no topo dos pilares, conforme mostrado na figura 12.

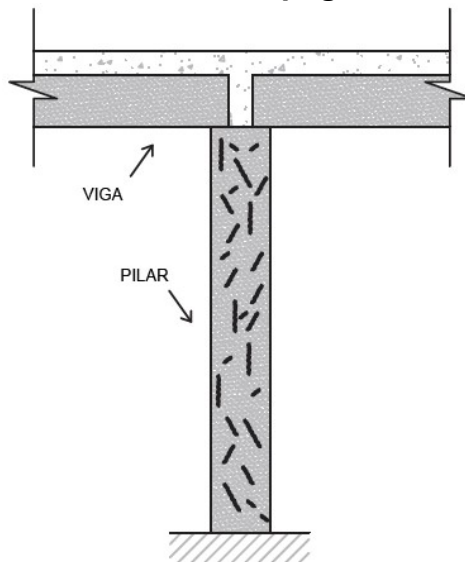
Figura 12 – Fissuras de junta de concretagem

Fonte: Helene, 1992, p. 66, adaptado pelo autor.

Em situações onde houve atraso no lançamento do concreto, ou havia calor excessivo e umidade relativa baixa durante a cura do concreto ou ainda cimento com

excesso de anidrita (gesso anidro), podem ocorrer fissuras de pega ou falsa pega (HELENE, 1992). A figura 13 apresenta este tipo de fissuração.

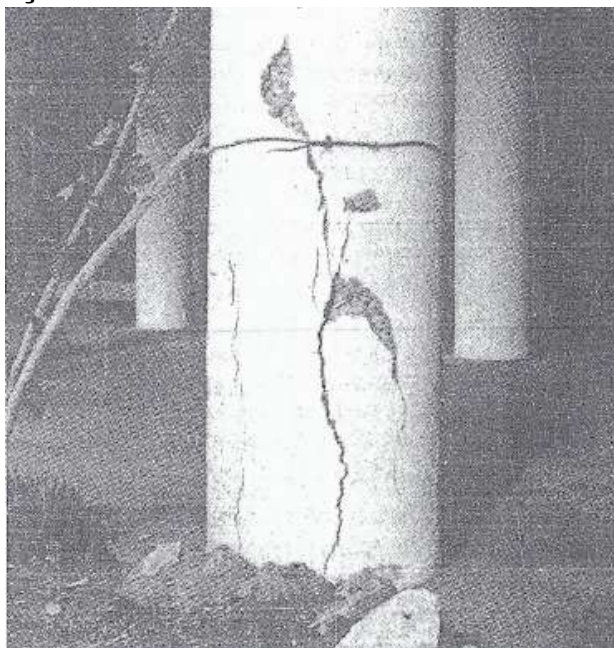
Figura 13 – Fissuras de pega ou falsa pega



Fonte: Helene, 1992, p. 65, adaptado pelo autor.

No caso de pilares feitos com cintamentos, segundo Cánovas (1988), quando o pilar entra em carga, podem aparecer fissuras no cobrimento, as quais afetam somente esta parte e não se tornam importantes. Com tudo, o autor indica que se deve acompanhar as deformações ocorridas no pilar para ver se algo aconteceu ao restante da estrutura, pois danos em pórticos, por parte dos pilares, podem acarretar fissuras graves nas vigas que os compõem. A figura 14 mostra um exemplo de pilar com este tipo de fissuras.

Figura 14 – Fissuração de cobertura de uma coluna armada por cintamento



Fonte: Cánovas, 1988, p. 225.

5.2.2.2 Deformações

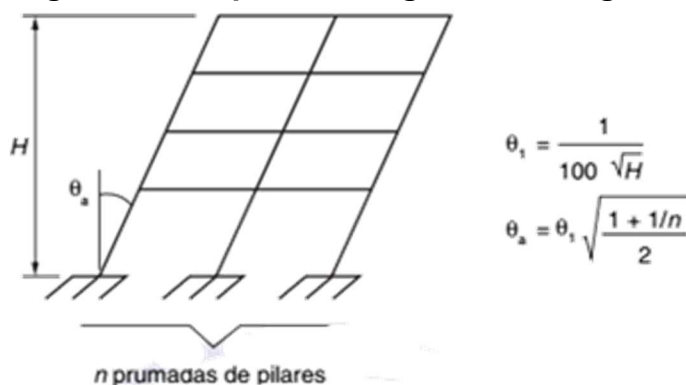
A perda de prumo das faces verticais dos elementos, flechas exageradas em elementos fletidos, descontinuidades de juntas de dilatação ou de trabalho são, em geral, as manifestações de deformações das estruturas de concreto armado, as quais ocorrem frequentemente em simultaneidade com as fissuras e tem patologias comuns em sua origem, sendo útil indicar as flechas e deformações sobre a mesma planta em que foram mapeadas as fissuras (DONIN, 2015).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define valores práticos para o estado-limite de deformações excessivas da estrutura, verificados em serviço, denominados de deslocamentos-limites. Segundo a norma, através da tabela 13.3 – “Limites para deslocamentos”, os elementos estruturais se enquadram no grupo básico de aceitabilidade sensorial, com razão da limitação sendo visual, com deslocamento-limite de $l/250$, onde l é o comprimento total do elemento estrutural.

A norma citada no parágrafo anterior, indica que deve-se considerar imperfeições geométricas na verificação do estado-limite das estruturas reticuladas, sendo estas imperfeições nos eixos dos elementos estruturais da estrutura descarregada. A norma ainda separa tais imperfeições em dois grupos, sendo estes:

- a) Imperfeições globais: sejam as estruturas reticuladas contraventadas ou não, deve ser levado em consideração um desaprumo dos elementos verticais, conforme mostrado na figura 15, onde H é a altura máxima (expressa em metros), n é o número de prumadas de pilares no pórtico plano, $\theta_{1min} = 1/300$ para estruturas reticuladas e imperfeições locais e $\theta_{1máx} = 1/200$.

Figura 15 – Imperfeições geométricas globais

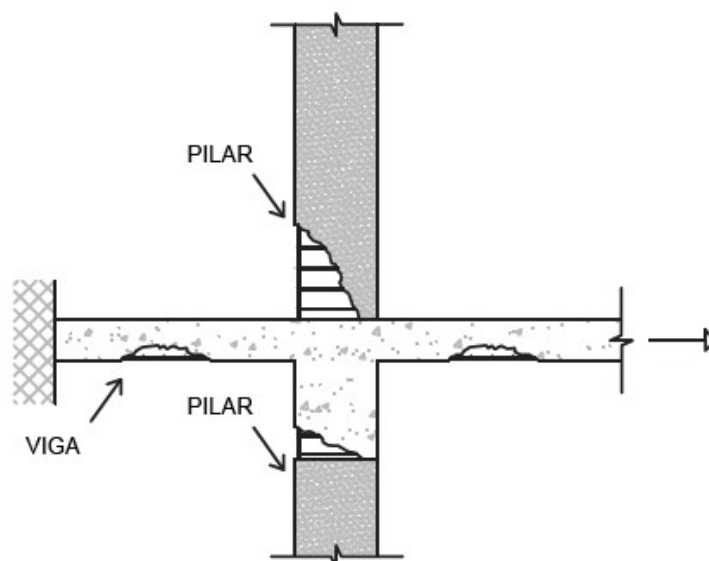


Fonte: NBR 6118, 2014 (figura 11.1, p. 59).

- b) Imperfeições locais: deve ser considerada a falta de retilineidade do eixo do pilar ou efeito do desaprumo, no caso do dimensionamento ou verificação de um lance de pilar, admitindo-se que seja suficiente, nos casos usais das estruturas reticuladas, a consideração apenas da falta de retilineidade ao longo do lance do pilar.

5.2.2.3 Outras anomalias

Existem diversas anomalias que podem atacar as estruturas de concreto armado, incluindo pilares. Em casos onde ocorra dosagem inadequada do concreto, agregados graúdos com dimensões máximas inadequadas, lançamento e adensamento incorretos e/ou taxa de armaduras excessiva, podem ocorrer ninhos, devido a segregação do concreto (HELENE, 1992), conforme mostrado na figura 16, mostrada abaixo.

Figura 16 – Ninhos em estruturas de concreto armado

Fonte: Helene, 1992, p. 54, adaptado pelo autor.

Podem haver ataques químicos expansivos de produtos inerentes ao concreto, ou até devido à baixa resistência do mesmo, causando a perda de massa deste, tendo como efeito, agregados soltos ou de fácil remoção. Isto, segundo Mehta e Monteiro (2008), caracteriza a desagregação do concreto. Os autores ainda comentam, que no caso de haver a formação de depósitos salinos na superfície do concreto, os quais são resultados da água de infiltração ou intempéries, poderão ocorrer casos de eflorescências. A figura 17 apresenta a base de um pilar com desagregação do concreto e a figura 18 mostra um caso de eflorescência no topo de um pilar de concreto armado.

Figura 17 – Desagregação do concreto da base de um pilar

Fonte: Rodrigo Carvalho Engenharia de Estruturas, 2014.

Figura 18 – Eflorescência no topo de um pilar de concreto armado



Fonte: Rodrigo Carvalho Engenharia de Estruturas, 2014.

Outra anomalia que atinge as estruturas de concreto armado é a corrosão de armaduras. Donin (2015) cita que o afloramento de ferrugem, com ou sem a exposição das armaduras dos elementos de concreto armado, podem ser sintomas deste mal. Como as armaduras são colocadas nas extremidades destes elementos, quase que inevitavelmente, se houver um cobrimento de concreto insuficiente, as barras de aço podem entrar em contato com a água e com o ar, dando início ao processo de corrosão das mesmas, o qual se intensifica na presença de elementos agressivos e através do aumento da heterogeneidade da estrutura.

Montoya (2000) comenta que a proteção das armaduras de um elemento de concreto armado se dá através da basicidade proporcionada pelo concreto deste elemento e que o contato com o oxigênio do ar, o gás carbônico e a água aceleram o processo de oxidação. O autor comenta que se o cimento for poroso, acontece a carbonatação da cal através do contato com o CO_2 do ar, baixando o pH do concreto, que normalmente é de 12 a 13, a próximo de 8, deixando precárias condições de defesa para as armaduras. A figura 19 apresenta um caso de corrosão de armaduras generalizado em um pilar de concreto armado.

Figura 19 – Corrosão generalizada de armaduras em pilar de concreto armado



Fonte: Rodrigo Carvalho Engenharia de Estruturas, 2014.

5.3 Materiais utilizados no reforço de pilares de concreto armado

Os objetivos de desempenho e durabilidade que se buscam em relação ao elemento estrutural danificado, estão ligados diretamente a escolha dos materiais utilizados no reforço deste elemento. Cada tipo de material ou componente apresenta uma reação específica relativa aos agentes de deterioração, onde o grau desta, vai depender da natureza do material utilizado e do grau de exposição a estes agentes (SOUZA; RIPPER, 1998).

Dentre os principais materiais utilizados para o reforço e/ou recuperação de pilares de concreto armado, estão, além do próprio concreto, a utilização de argamassas com adição de sílica ativa, a utilização de perfis metálicos, assim como a utilização de polímeros reforçados com fibras (PRF), os quais serão caracterizados nos itens subsequentes.

5.3.1 Concreto convencional e armado

Souza e Ripper (1988) comentam que o concreto convencional é o material mais utilizado para o reforço e/ou recuperação de estruturas de concreto armado e indicam que, para o sucesso destes trabalhos, deve-se ter em mente que as diferenças de retração entre o concreto da estrutura a ser recuperada e do concreto utilizado na recuperação da mesma devem ser minimizadas, tomando um maior cuidado na dosagem do concreto a ser utilizado. Os autores reforçam que, ao se tratar do concreto convencional como material de reforço, deve-se cuidar com as especificações do mesmo, alertando para correta utilização dos aditivos, qual a resistência necessária do mesmo e como proceder com sua aplicação.

Outra maneira de se utilizar o concreto como material de reforço e/ou recuperação, é usando o concreto armado. Conforme Araújo (2014), o concreto armado pode ser definido como o material resultante da associação de barras de aço colocadas dentro do concreto convencional. Tais barras tem a função primordial de absorver os esforços de tração sofridos pelo elemento confeccionado em concreto armado, dado o fato que o concreto por si só, possui uma baixa resistência à tração, com uma relação de 10%, comparada com a resistência à compressão do mesmo. Além disso, o aumento da capacidade de carga da peça comprimida é outro benefício da adição de barras de aço ao concreto. O concreto armado possui algumas vantagens em relação aos demais materiais, como economia, facilidade de execução, resistência ao fogo, aos agentes mecânicos e ao desgaste mecânico. Como desvantagens, podem ser citadas o elevado peso que conferem a estrutura e menor proteção térmica.

5.3.2 Argamassas com adição de sílica ativa

A sílica ativa é um subproduto industrial que pode causar danos ao meio ambiente se lançada diretamente à atmosfera. É gerada nas indústrias de ferro-silício e silício-metálico, que utilizam fornos elétricos a arco voltaico. A fundição destas indústrias gera uma fumaça em que na sua composição encontram-se grãos esféricos microscópicos de sílica amorfa, compostos, em sua essência, por óxido de silício, conseguindo-se coletar estes grãos apenas com o uso de filtros especiais. Este pó possui coloração variável entre cinza escuro à quase branco e dependendo de sua

composição e dosagem das matérias-primas, pode vir a ser empregado diretamente como adição mineral ao concreto, podendo também ser processado em partículas maiores (WOLF, 1991).

Segundo Malhotra e Mehta (1996), a adição de sílica ativa ao concreto ou argamassa produzem diversos efeitos em suas propriedades. No estado fresco pode-se perceber um aumento da coesão da pasta de cimento, devido ao efeito de microfíler (preenchimento dos vazios) causado pela sílica, assim como uma ação sobre a exsudação, pela deposição de partículas de sílica nos canais que propiciam o escoamento da água, o que gera uma ação direta na diminuição da segregação do concreto. Já no estado endurecido, o efeito mais obtuso é o aumento da resistência da argamassa ou concreto com adição de sílica ativa.

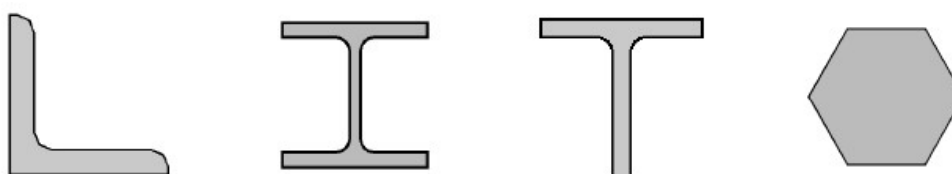
5.3.3 Perfis metálicos

Lima et al [201-] comentam que o aço é um material com excelente flexibilidade construtiva, resolvendo diversos problemas de reforço estrutural de forma satisfatória. Este material oferece possibilidades que permitem a execução de diversas operações, podendo ser utilizados desde o simples reforço de um elemento a sua completa reestruturação.

A NBR 8800 (ABNT, 2008) normatiza os tipos de aço a serem utilizados com funções estruturais e indica que para perfis, barras e chapas, o aço deve possuir resistência ao escoamento máxima de 450 MPa e relação entre resistências à ruptura e ao escoamento maior do que 1,18.

Segundo Zattoni (2008), existem dois métodos para se obter os perfis metálicos, sendo eles o processo siderúrgico e o processo metalúrgico. Chapas, barras e perfis laminados a quente são produtos siderúrgicos, conforme mostrado na figura 20. Já os perfis obtidos pela dobra de tiras de aço ou ainda por composição de chapas dobradas, são produtos metalúrgicos, mostrados na figura 21.

Figura 20 – Perfis obtidos por processos siderúrgicos



Fonte: Zattoni, 2008, pg. 6.

Figura 21 – Perfis obtidos por processos metalúrgicos



Fonte: Zattoni, 2008, pg. 6.

5.3.4 Polímeros reforçados com fibras (PRF)

Os materiais compósitos são construídos a partir da união de dois ou mais materiais, sejam metálicos, orgânicos ou inorgânicos. As combinações podem ser virtualmente ilimitadas, porém as formas dos componentes são mais restritas, sendo as mais usadas as fibras, partículas, lâminas, flocos e *fillers*, as quais determinam a estrutura interna do compósito. Este, ainda é composto pela matriz, a qual funciona como o corpo do compósito e serve para unir os macro-componentes (BEBER, 2003).

Os polímeros reforçados com fibra, dentre todos os tipos de compósitos, são os que tem atraído a atenção de pesquisas relativas as aplicações na engenharia estrutural. A rigidez e a resistência dos PRF dependem do tipo de fibra, da matriz polimérica e da ligação entre as duas, basicamente, sendo que cada um destes componentes deve apresentar um conjunto de características que permita um desempenho satisfatório ao compósito (HOLLAWAY, 1993).

As fibras mais utilizadas nos PRF são as fibras de vidro, aramida e carbono e, segundo Taylor (1994), a principal razão para o reforço de polímeros é o aumento da rigidez, sendo que quando emprega-se materiais de grande rigidez, há um conseqüente aumento na resistência à tração, compressão, impacto e à fadiga.

Conforme Beber (2003), as principais vantagens dos polímeros reforçados com fibras são a alta relação resistência/peso próprio, aliadas a excelente resistência à corrosão eletroquímica, tornando os PRF importantes em situações onde os materiais convencionais não conseguem fornecer o desempenho desejado e vida útil satisfatória.

5.4 Métodos de reforço de pilares de concreto armado

O estudo das técnicas de reforço para pilares de concreto armado é de suma importância para dar subsídios ao profissional responsável pelo trabalho para que o mesmo possa aplicar a técnica mais eficiente no intuito de sanar o problema que por ventura venha a enfrentar. Piancastelli [200-] agrupa as principais técnicas de reforço utilizando concreto armado, perfis metálicos, chapas de aço coladas e lâminas ou folhas de carbono coladas. Já Sudano (2010, p. 1) agrupa as técnicas de reforços em pilares de acordo com os mecanismos resistentes a elas associadas, sugerindo os seguintes mecanismos:

- a) *aumento da seção transversal*: acréscimo de materiais que proporcionam esforços resistentes na mesma direção do esforço solicitante principal, e que portanto incrementam diretamente a capacidade portante do pilar. Exemplos: perfis ou chapas de aço, camisa de concreto;
- b) *confinamento do concreto*: aumento da resistência do concreto pela introdução de pressões laterais de confinamento. Exemplo: encamisamento com compósito de fibra de carbono (PRFC);
- c) *interação de componentes*: atuação solidária entre substrato (pilar original) e reforço por meio de mecanismos adequados de transferência de esforços. Exemplo: no caso de encamisamento com concreto e armadura transversal adequada, há contribuição do material acrescentado, do pilar original (núcleo) e do efeito de confinamento.

As técnicas de reforço de pilares com concreto armado são mais comumente empregadas, pois utilizam procedimentos bastante semelhantes àqueles usados em novas construções. Desta maneira, as intervenções são mais fáceis de serem executadas, obviamente que quando bem detalhadas e especificadas, reduzindo a necessidade de mão de obra mais especializada (PIANCASTELLI, [200-]).

A utilização de técnicas que empregam perfis metálicos ou chapas de aço coladas não são tão largamente utilizadas como o concreto armado, porém ainda assim podem ser uma boa opção de reforço. Um exemplo é o encamisamento metálico, o qual, segundo Souza e Ripper (1998), pode ser empregado sem a utilização de resinas, as quais transferem a capacidade resistente do concreto para o aço de forma integral, ou através de situações híbridas, onde os perfis trabalham simultaneamente com o concreto por colagem e chumbamento à estrutura original.

Em relação a utilização de polímeros reforçados com fibras (PRF) no reforço de pilares de concreto armado, conforme Reis (2001), observa-se uma facilidade na

execução do serviço devido à flexibilidade das mantas e tecidos que utilizam estes compósitos. O envolvimento da seção do pilar danificado através das fibras aumenta a capacidade resistente do pilar e o confinamento obtido traz benefícios como o aumento da ductilidade e da resistência do concreto.

Souza e Ripper (1998) comentam que a escolha do procedimento de reforço de um pilar de concreto armado dependerá de várias razões, como o posicionamento do pilar na edificação, razões estéticas, materiais disponíveis para o reforço e também das causas que levaram à necessidade do reforço. Segundo os autores, em alguns casos bastará apenas aumentar a seção transversal da armadura, porém em outros será necessário aumentar também a seção de concreto.

Nos itens que seguem este parágrafo, serão abordados de forma mais específica as técnicas de reforço de pilares de concreto armado comentadas anteriormente.

5.4.1 Reforço de pilares com concreto armado

Como comentado anteriormente, o reforço de pilares utilizando concreto armado possui larga utilização. Entretanto é importante ressaltar que sua utilização em reforços pode promover o aumento da rigidez do elemento reforçado, sendo necessário, nestes casos, a avaliação do comportamento global da estrutura, considerando a redistribuição de esforços (PIANCASTELLI, [200-]).

Reis (2001) elenca como vantagens da utilização de concreto no reforço de elementos estruturais a facilidade de execução desta técnica, bem como a questão econômica. Já com desvantagem, a autora apresenta a questão do tempo necessário para que a estrutura possa ser colocada novamente em serviço e interferência arquitetônica, devido ao aumento das seções.

Tanto Piancastelli [200-] como Reis (2001) comentam que o sucesso do reforço utilizando concreto, depende da aderência entre o novo (concreto do reforço) e o velho (concreto do pilar danificado) e da transferência de tensões entre os mesmos.

Takeuti (1999) realizou uma investigação experimental constituída de três séries de ensaios, envolvendo um pilar básico de concreto armado, representando o pilar que deveria ser reforçado e um pilar reforçado por camisa de concreto de alto desempenho, tendo como objetivo de seu trabalho a possibilidade de uso de camisas de reforço de pequena espessura e a obtenção de um concreto de alto desempenho

que tivesse adequada trabalhabilidade e elevada resistência. Os resultados obtidos neste trabalho foram o aumento da capacidade resistente do pilar original em 3 a 5 vezes, com um aumento da largura do pilar de 15 cm para 21 cm ou 23 cm.

5.4.1.1 Reforço por encamisamento retangular/quadrado de concreto armado

Esta técnica de reforço é tratada por alguns autores como aumento da seção transversal, devido à ampliação da geometria original do pilar danificado, causada pelo envolvimento completo do mesmo, pelo concreto do reforço. A aderência entre o concreto novo e o concreto velho é favorecida, segundo Piancastelli [200-], pela compressão gerada devido à retração do concreto novo, a qual causa uma pressão lateral no pilar.

Sudano (2010) explica que é prática comum nesta técnica, desconsiderar a contribuição do pilar existente, o qual funciona como um núcleo envolvido pela camisa de concreto. Contudo, essa desconsideração traz como consequência um aumento ainda maior da seção transversal do pilar a ser reforçado. Takeuti (1999) comenta que, fazendo-se uma armadura transversal na camisa do reforço de maneira adequada e de maneira que a mesma mobilize as pressões laterais de confinamento, é possível considerar a capacidade resistente do núcleo com segurança.

Takeuti (1999) e Sudano (2010) indicam que outra maneira para contornar o problema do aumento da seção, tomando-se os devidos cuidados, é a substituição do concreto convencional por concreto de alta resistência (CAR).

5.4.1.2 Reforço lateral de concreto armado

É uma técnica menos utilizada, na qual o pilar danificado não recebe o acréscimo de concreto em todas as suas faces. Desta maneira não se pode desprezar a contribuição do mesmo, pois a resistência do elemento final se dá pelo trabalho em conjunto do concreto novo com o concreto antigo. A adoção de técnicas para o aumento da aderência entre os dois concretos se torna inevitável, como, por exemplo, a utilização de pinos de ligação ou a aplicação de adesivos estruturais (PIANCASTELLI, [200-]).

5.4.1.3 Reforço por cintamento de concreto armado

Segundo Takeuti (1999) o cintamento por concreto armado é uma técnica que consiste no recobrimento do pilar danificado com fôrma cilíndrica, de maneira que, quando o concreto for submetido a esforços de compressão centrada, contenha as deformações transversais do mesmo. Esta armadura transversal (estribos) pode ser feita de forma helicoidal contínua ou circular com espaçamento constante. Desta maneira, o cintamento é uma técnica semelhante ao encamisamento, com a diferença essencial de que a geometria final do pilar deve ser necessariamente circular.

5.4.2 Reforço com chapas de aço

Embora esta técnica seja menos difundida no caso do reforço de pilares, sua utilização pode ser uma alternativa. As chapas de aço normalmente são fixadas através de adesivo e parafusos autofixantes e, segundo Sudano (2010), as mesmas são utilizadas de maneira a encamisar o pilar danificado, restringindo a expansão lateral do mesmo, promovendo o seu confinamento. Segundo o autor, a validade desta alternativa se dá devido ao aço ser um material dúctil, promovendo uma ruína dúctil do pilar encamisado.

Reis (2001) sugere que o interesse por esta técnica surge quando a deficiência estrutural do pilar está nas armaduras existentes, não sendo provenientes das dimensões do mesmo ou qualidade do concreto que o compõe. A autora ainda comenta que as principais vantagens da utilização de chapas de aço como reforço são a pequena alteração na seção do elemento reforçado, havendo menos interferência arquitetônica, assim como o baixo custo.

Por outro lado, a principal desvantagem deste método, segundo Sudano (2010) e Reis (2001), é que o ganho de resistência do pilar reforçado está limitado à espessura e ao peso da chapa de aço.

Zanato (1999) realizou um estudo sobre o comportamento de pilares esbeltos reforçados submetidos a esforços de flexo-compressão, utilizando diversos métodos de reforço, entre eles, chapas de aço coladas com resina epóxi e parafusos autofixantes, adotando espaçamentos de 21 e 38 cm e chapas de aço fixadas com parafusos autofixantes com espaçamento de 21 cm.

O autor tinha como objetivo correlacionar o desempenho técnico e a viabilidade executiva das técnicas de reforço estudadas por ele, concluindo que, para o reforço com chapas de aço, em específico, a utilização da resina epóxi para a fixação das mesmas proporcionou deslocamentos transversais menores e cargas últimas maiores, devido ao aumento da aderência entre as chapas e o concreto do pilar original, assim como a utilização dos parafusos autofixantes foi importante por reduzir o comprimento de flambagem, trazendo maior segurança ao conjunto do reforço.

5.4.3 Reforço com polímeros reforçados com fibras

O método usando polímeros reforçados com fibras, como as de carbono (PRFC), por exemplo, tem como premissa o aumento da resistência do substrato (pilar original) pelo efeito do confinamento, usando este material como elemento confinante, o qual apresenta boa resistência a tração (SUDANO, 2001).

Rigazzo (2003) comenta que este método de reforço apresenta a vantagem de fácil execução e de não alteração da dimensão do elemento a ser reforçado, se comparado aos métodos que utilizam concreto e adição de barras de aço. Já, se comparado ao sistema de reforço com chapas de aço, a utilização do PRF traz como vantagem o menor peso próprio do material, o que influencia diretamente na facilidade do transporte e aplicação e que representa menor adição de carga à estrutura.

Segundo Sudano (2010), a deficiência da técnica empregando PRF como material de reforço está no comportamento frágil na ruptura, apresentado por este material, sendo esta técnica menos eficiente ainda em pilares de seção quadrada ou retangular, devido ao acúmulo de tensões nos cantos e da diminuição das pressões de confinamento nas faces planas.

Ferreira (2000) realizou um estudo em pilares com ruptura por flexão reforçados com laminados de fibra de carbono, tendo como objetivo o desenvolvimento de uma técnica de reforço mais eficaz e mais econômica do que as convencionais, utilizando laminados de fibra de carbono com seção transversal de $9,55 \times 1,46 \text{ mm}^2$, embutidos no concreto de recobrimento do pilar através da utilização de materiais epoxídicos.

A autora concluiu que houve um aumento significativo na força máxima de tração e compressão, assim como na capacidade de carga última dos pilares reforçados através desta técnica, sendo este aumento mais expressivo em pilares com menos porcentagem de armadura convencional, pois o concreto destes, nas

zonas de ruptura, havia sido substituído por uma argamassa epoxídica com elevada resistência à compressão e à tração.

5.4.4 Reforço utilizando argamassas com adição de sílica ativa

Como comentado no item 5.3.2 a principal característica da argamassa ou concreto com adição de sílica ativa, no estado endurecido, é o aumento da resistência dos mesmos. Zanato (1999) cita que a utilização deste tipo de material para reforço, apesar de apresentar grandes qualidades e bons resultados, ainda é um processo com pouca utilização na construção civil nacional.

A viabilidade de reforços utilizando argamassas com adição de sílica ativa se dá em relação a facilidade de execução e aquisição do material. A aderência excelente entre a argamassa e o concreto antigo conferem ao elemento caráter monolítico, apresentando custo vantajoso se comparado a outras técnicas (CAMPAGNOLO, 1996).

Zanato (1999), em seu estudo de pilares esbeltos reforçados submetidos à esforços de flexo-compressão, comenta que esta técnica de reforço é eficiente, aumentando significativamente as cargas de ruptura, porém sendo indispensável o cumprimento de todas as etapas executivas. O autor destaca algumas vantagens da utilização deste método de reforço encontradas em sua pesquisa, como o pleno conhecimento do desempenho e do comportamento dos materiais utilizados, assim como o baixo custo representado pelos mesmos. Como desvantagens, são citadas a exigência de fôrmas auxiliares, o desperdício de materiais com o lançamento da argamassa e o aumento do prazo de execução através da cura úmida e execução em faces intercaladas.

5.4.5 Reforço com perfis metálicos

Cánovas (1988) indica que indiferente a origem da deficiência, o elemento estrutural danificado deve ser reforçado e um dos métodos adotados é o reforço através da utilização de perfis metálicos, sendo que o mesmo é empregado de forma frequente, devido à rapidez de execução e carga da estrutura reforçada.

Souza e Ripper (1998) comentam que a utilização de perfis metálicos para reforço de elementos estruturais é uma opção muito eficiente e de rápida execução,

as quais adicionam capacidade resistente ao elemento, sendo esta técnica recomendada, principalmente, em situações que necessitam emergência ou não permitem alterações na geometria das peças.

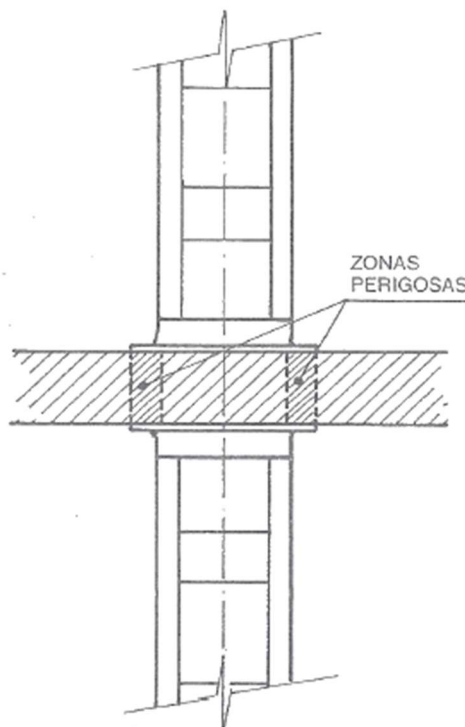
Os pilares costumam ser reforçados freqüentemente por meio de cantoneiras colocadas em seus quatro cantos e unidos, lateralmente, entre si, por meio de presilhas soldadas. As partes superior e inferior do reforço terminam em um capitel e base metálica, respectivamente, que, em geral, são formados também por cantoneiras. Em outros reforços se empregam, ao invés das cantoneiras verticais de reforço, perfis tipo U. Este tipo de reforço é menos freqüente por exigir maior peso e aço (CÁNOVAS, 1988).

Baseados em ensaios experimentais já realizados, Souza e Ripper (1998) afirmam que os elementos estruturais reforçados utilizando perfis metálicos se comportam no estado limite último (ELU), como peças de concreto armado tradicionais, nas quais a soma das armaduras que compõe a peça reforçada, tanto interna como externa, geram o resultado da armadura total, demonstrando assim, em serviço, um melhor comportamento do que as estruturas tradicionais.

Reis (2001) indica que esta técnica de reforço pode inserir efeitos de segunda ordem danosos em outros pontos da estrutura, sugerindo que, para o caso de pilares, o reforço deve ser feito continuamente nos pavimentos adjacentes, evitando tensões de cisalhamento nas lajes.

Cánovas (1988) reforça que, supondo-se não haver continuidade do reforço entre pisos, não passando através de vigas e lajes, aparecerão forças cortantes nas lajes, as quais são consequências dos esforços transmitidos pelos reforços metálicos, indicando estas como zonas perigosas, conforme mostrado na figura 22.

Figura 22 – Zonas perigosas de lajes em reforços sem continuidade



Fonte: Cánovas, 1988, pg. 286.

Tarabia e Albakry (2014) realizaram testes experimentais, reforçando pilares de concreto armado, de seção 15 x 15 cm, com perfis metálicos, utilizando cantoneiras nos quatro cantos dos pilares, ligadas entre si por cintas metálicas, conforme apresentado na figura 23. Os autores utilizaram várias configurações de reforço, alterando o espaçamento entre cintas, assim como diferentes dimensões de cantoneiras metálicas. Os resultados encontrados nestes experimentos foram um incremento de carga, em relação ao pilar original, de mais de 100%, chegando a 200% em alguns casos.

Figura 23 – Pilares reforçados com perfis metálicos para os ensaios de falha à compressão



Fonte: Tarabia e Albakry, 2014, pg. 619.

Belal et al (2014) compararam modelos de reforço de pilares de concreto armado com perfis metálicos, utilizando testes experimentais e programas computacionais de elementos finitos. Os autores reforçaram pilares com seção de 20 x 20 cm utilizando diversas configurações de reforço, alterando tipos de perfis metálicos e espaçamento entre cintas, como mostra a figura 24. Seus resultados foram um incremento de carga, em relação ao pilar original, entre 20% e 50%.

Figura 24 – Configuração dos reforços de pilares para ensaios de falha à compressão



Fonte: Belal et al, 2014, pg. 203.

Adam et al (2009) experimentaram algumas amostras de pilares de concreto armado, com diferentes resistências de compressão do concreto, reforçados com perfis metálicos, alterando os espaçamentos entre as cintas de ligação das cantoneiras metálicas do reforço. As extremidades dos pilares foram moldadas com um concreto mais resistente e com uma seção diferente, para simular a ligação entre o pilar e uma viga. Os resultados experimentais foram comparados com testes computacionais por elementos finitos, obtendo-se resultados muito próximos entre os experimentos reais e os virtuais.

5.5 Procedimentos executivos no reforço de pilares de concreto armado através da utilização de perfis metálicos

A eficiência do reforço estrutural está diretamente ligada a qualidade de execução do mesmo, sendo necessário respeitar todas as etapas de preparação e instalação dos perfis metálicos. “Sempre é conveniente descarregar ao máximo o pilar a reforçar, ao menos eliminando as sobrecargas de uso que o afetam” (CÁNOVAS, 1988).

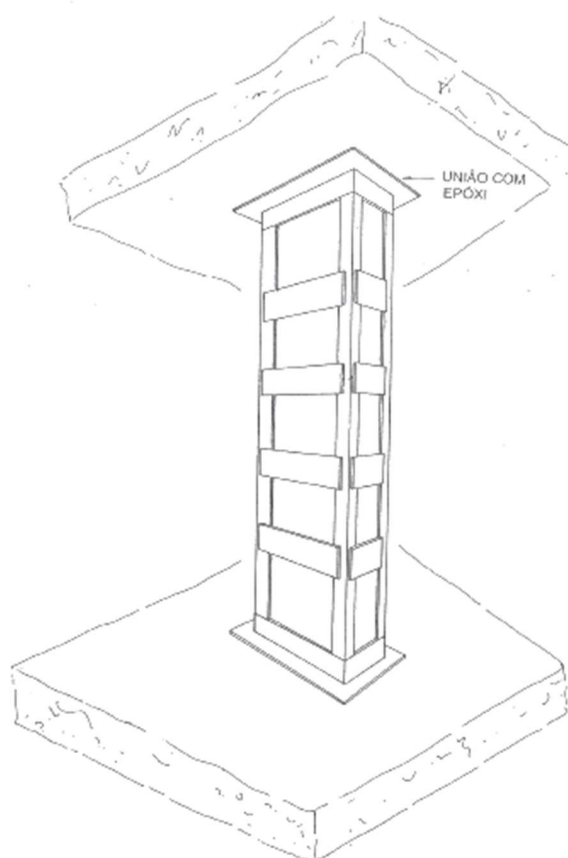
Helene (1992) indica que, inicialmente, deve-se fazer a preparação do substrato, removendo revestimentos de argamassas e pinturas, assim como a nata superficial do concreto, a qual pode ser removida por escarificação, a fim de obter uma superfície plana e rugosa, porém não rugosa demais. Se necessário, deve-se preencher possíveis irregularidades, cavidades e fissuras com argamassa epóxi, limpando a superfície do concreto e secando-a com acetona. Estas medidas têm como objetivo evitar o desperdício de resina epóxi que será utilizado posteriormente na colagem das peças de aço.

Souza e Ripper (1998) comentam que a superfície de chapas e perfis metálicos também deve ser cuidadosamente preparada, potencializando sua capacidade aderente. Os autores indicam utilizar jatos abrasivos para decapar as peças metálicas, “satisfazendo ao grau AS 2^{1/2} fixado pela Norma Sueca SIS – 055 – 900 – 67” assim como a utilização de tricloruretano para desengordurar as mesmas, antes da decapagem. Após, deve-se utilizar filmes autocolantes no intuito de proteger as peças metálicas de quaisquer inconvenientes ou agressões ambientais durante o transporte,

armazenamento e manuseio, até o momento de sua aplicação no reforço, removendo por fim tal película.

Como mencionado no item 5.4.5, o reforço utilizando perfis metálicos é feito através da colocação de cantoneiras nos cantos dos pilares, unidas lateralmente por chapas metálicas e as bases superior e inferior devem terminar em um capitel metálico, conforme mostrado na figura 25. Cánovas (1988) reforça que durante a montagem deve-se obter uma perfeita e sólida união entre a base e o capitel ao concreto das vigas, lajes e fundações, utilizando para isto um material que transmita as cargas das estruturas de concreto para o reforço metálico, como as argamassas epoxídicas, evitando que a estrutura do reforço entre em carga apenas após a ruptura do concreto.

Figura 25 – Pilar reforçado com perfis metálicos



Fonte: Cánovas, 1988, pg. 283.

Conseguindo-se a correta união do capitel às vigas ou lajes, deve-se prosseguir com a montagem do reforço, encaixando as extremidades superior e inferior das cantoneiras à base e ao capitel, realizando-se em seguida, o ponteamto com solda

nestas uniões, prosseguindo posteriormente para a união do restante do reforço. Para que haja a correta adaptação de todos os elementos colocados ao concreto, é conveniente eliminar os cantos vivos dos pilares de concreto, fazendo com que as cantoneiras encaixem de forma mais eficiente nas quinas dos pilares (CÁNOVAS, 1988).

No intuito de auxiliar na aderência entre os perfis metálicos e o pilar de concreto armado e também de transmitir de forma uniforme as cargas recebidas pelo mesmo, ao reforço, são utilizados parafusos de fixação nos perfis e também é feita a colagem dos mesmos com resina epóxi. Segundo Souza e Ripper (1998) os perfis metálicos devem ser fixados através de chumbadores, normalmente buchas expansivas, e somente após o aperto destes, deverá ser aplicada a resina através de injeção, para preencher os vazios que ficarem entre o concreto e o aço. Os autores salientam que os chumbadores também devem ser vedados, tapando por completo o corpo da bucha e o orifício feito no perfil para a passagem desta.

As superfícies metálicas que não ficarem em contato com a resina devem receber tratamento de pintura anticorrosiva, aplicada sobre uma demão de primário epoxídico em pó de zinco (SOUZA; RIPPER, 1998).

Helene (1992) recomenda que as chapas de aço devem ter furos de 3 mm de diâmetro a cada 15 cm, com a intenção de permitir a saída de ar, sendo que as mesmas não devem ter mais de 4 cm de espessura. Após a fixação completa dos perfis, os mesmos devem ser pressionados fortemente contra superfície do elemento estrutural, através de escoras e caibros, até obter uma espessura de adesivo uniforme e inferior a 1,5 mm, removendo o excedente enquanto o mesmo ainda não endureceu. Souza e Ripper (1998) indicam manter o escoramento até que a resina tenha endurecido por completo, o que vai depender das características da cola e da temperatura ambiente, não sendo recomendada a remoção das escoras antes de 24 horas.

Zanato (1999) comenta que um cuidado especial deve ser tomado quanto a soldagem das cantoneiras às cintas, pois o calor produzido pela solda pode fazer com que a resina epóxi volatilize, perdendo sua eficiência, sendo necessário o resfriamento das peças metálicas durante a soldagem.

5.6 Modelos de cálculo

Como comentado no item 5.5 deste trabalho, a eficiência do reforço de uma estrutura em concreto armado depende diretamente da qualidade da execução do mesmo, mas também, é importantíssimo que o dimensionamento deste seja feito de forma correta, utilizando modelos de cálculos eficientes para este fim.

Souza e Ripper (1998) comentam que o projeto de reforço em pilares dependerá de forma direta do fator que gerou a necessidade de tal intervenção, devendo-se saber se o pilar está tão danificado que já não cumpre sua função básica na estrutura ou se a mesma sofreu uma mudança de utilização, tornando obrigatório o aumento de carga deste pilar.

No caso em que o pilar de concreto armado está totalmente danificado, o projeto consistirá em apenas dimensionar um pilar metálico composto por perfis metálicos, substituindo o pilar original. Já no caso onde há a necessidade do aumento da capacidade portante de carga do pilar, os autores salientam que a compatibilização de deformações deve ser considerada no cálculo do reforço, pois na maioria das situações a seção de concreto armado já está trabalhando no limite de sua capacidade e, se o reforço com perfis metálicos for introduzido de forma despreocupada sem que previamente tenha havido qualquer descarregamento da estrutura, fazendo com que o mesmo só entre em trabalho quando solicitado por um novo carregamento, tal seção não suportará o incremento de carga, rompendo por esmagamento, retornando-se para a primeira situação, onde o pilar está totalmente danificado.

Nesta mesma linha de raciocínio, como comentado no início do item 5.5 deste trabalho, Cánovas (1988) indica que é conveniente descarregar o pilar original o máximo possível, antes do reforço. Piancastelli [200-] cita a mesma indicação, porém salienta que este alívio total de carga só é conseguido de forma parcial, exceto em situações muito especiais. Desta maneira, ainda haverá solicitações no pilar original no momento do reforço.

Supondo-se que no instante em que o pilar original será reforçado, o mesmo esteja resistindo a uma carga N , com a inserção do reforço, há um incremento na capacidade resistente de carga ΔN , fazendo com que o conjunto pilar original-reforço seja capaz de resistir a uma carga $N + \Delta N$. Segundo Piancastelli [200-], o pilar original receberá uma parcela de carga equivalente a $N + \alpha \Delta N$, ficando a parcela restante $(1 - \alpha) \Delta N$ para o reforço. O valor de α dependerá, além das condições de ligação entre a

estrutura e o reforço, da rigidez do pilar original e da rigidez do reforço, conforme apresentado na equação 1.

$$\alpha = \frac{E_c \times A_c}{E_c \times A_c + E_s \times A_s} \quad (1)$$

Sendo:

E_c = módulo de elasticidade do concreto do pilar original;

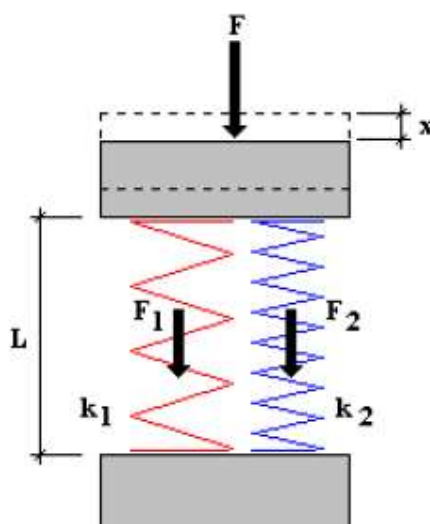
A_c = área da seção do pilar original;

E_s = módulo de elasticidade do aço do reforço;

A_s = área de aço do reforço;

A figura 26 mostra o que foi descrito anteriormente, de forma análoga a molas helicoidais, onde F é equivalente ao incremento de carga conferido ao pilar original pelo reforço, ou seja, $F = \Delta N$. Já F_1 e F_2 são as parcelas de cargas resistidas pelo pilar original e pelo reforço, respectivamente, assim como k_1 e k_2 são os seus respectivos coeficientes de rigidez. L é comprimento total do conjunto pilar original-reforço e x , o deslocamento causado no conjunto devido a aplicação de uma carga F .

Figura 26 – Distribuição de cargas entre pilar e reforço

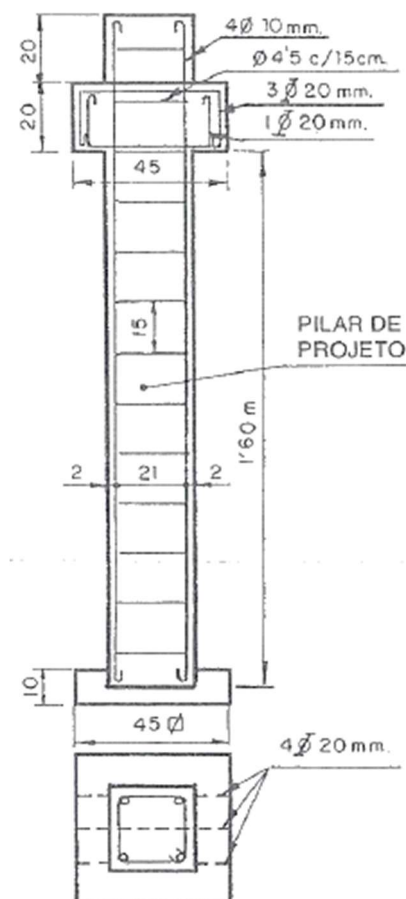


Fonte: Piancastelli, [200-], pg. 7.

Ortiz e Diaz (1975) realizaram um experimento utilizando um pilar de concreto armado com seção de 25 x 25 cm, armado com 4 ϕ 10 e estribos de 4,5 cm separados

a 15 cm, conforme mostrado na figura 27, o qual também é apresentado por Cánovas (1988). Os autores indicam que a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) deveria ser igual a 18 MPa e a resistência característica do aço à tração (f_{yk}) deveria ser igual a 240 MPa, porém a resistência real obtida para o concreto foi de 11 MPa, sendo 60% mais baixa do que a necessária, necessitando o reforço.

Figura 27 – Pilar original sem reforço



Fonte: Cánovas, 1988, pg. 287.

A carga de projeto Nd que este pilar deveria suportar à compressão, considerando o f_{ck} de projeto, era de 332,75 kN e foi obtida por Ortiz e Dias (1975) através da equação 2.

$$\gamma_n \times \gamma_f \times Nd = 0,85 \times b \times h \times 0,9 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \times \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2)$$

Sendo:

$$\gamma_n = 1,2$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_f = 1,6$$

$$A_s = 4 \times 0,78 \text{ cm}^2$$

$$b = h = 25 \text{ cm}$$

$$f_{yk} = 240 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

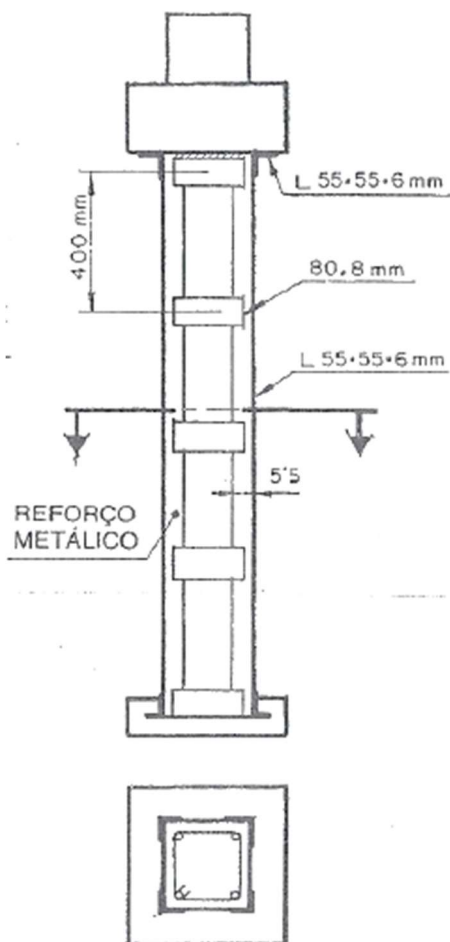
$$\gamma_s = 1,15$$

Em comparação com os valores de coeficientes de minoração dos materiais utilizados no Brasil nesta época, a NBR 6118 (ABNT, 1980) indicava que deveria utilizar o valor de 1,15 para o aço (γ_s); quando respeitado o controle de qualidade prescrito na NBR 7480 desta época; e 1,4 para o concreto em geral (γ_c), devendo-se elevar este valor para 1,5 no caso de peças que haviam sido executadas em condições desfavoráveis.

Em situações onde o elemento estrutural estivesse exposto a ações prejudiciais de agentes externos, a NBR 6118 (1980) definia que os coeficientes citados acima deveriam ser multiplicados por 1,2, o que se pode concluir como o γ_n utilizado na equação 2. Já o coeficiente de minoração de resistência γ_f leva em conta a possibilidade de desvios desfavoráveis das ações em relação aos valores característicos, bem como as inexatidões geométricas na construção.

Seguindo o experimento apresentado por Ortiz e Diaz (1975), o cálculo da capacidade de carga do reforço, utilizando quatro peças de cantoneiras com dimensões de 55 x 55 x 6 (abas de 55 mm e espessura de 6 mm), unidas com presilhas de 80 x 8 mm a cada 40 cm, conforme mostrado na figura 28, se deu através da equação 3, obtendo-se o resultado de Nd igual a 344 kN, superior a carga de projeto de 332,75 kN.

Figura 28 – Pilar reforçado com perfis metálicos



Fonte: Cánovas, 1988, pg. 287.

$$Nd = As \times \frac{f_{yk}}{\gamma_f \times \gamma_s} \quad (3)$$

Sendo:

$$\gamma_f = 1,6$$

$$\gamma_s = 1,1$$

$$f_{yk} = 240 \text{ MPa}$$

$$As = 4 \times 6,31 \text{ cm}^2$$

Nota-se que a resistência característica do aço acaba sendo minorada utilizando o coeficiente de minoração do aço γ_s multiplicado pelo coeficiente de minoração de resistência γ_f , aumentando a segurança do cálculo. Outro detalhe é que ao invés de utilizar o valor de 1,15 para o γ_s , como no cálculo do Nd do pilar sem

reforço, os autores optaram por utilizar o valor de 1,1, muito provavelmente devido ao fato que as cantoneiras são obtidas por processos industriais onde o controle de qualidade é bastante rigoroso e os valores das áreas das seções transversais fornecidas se aproximam muito aos valores reais das peças.

Embora os resultados de cálculos mostrados por Ortiz e Diaz (1975) indicassem um aumento de mais de 100% na resistência do pilar original em relação ao pilar reforçado através da utilização do reforço com perfis metálicos, os resultados dos ensaios, feitos com 6 amostras de cada tipo de pilar, mostraram que o reforço incrementou cerca de 50% da resistência do pilar original.

Cánovas (1988) ainda recomenda que, no caso da utilização deste tipo de reforço, respeite-se a seguinte condição:

$$A_{S_{total}} \leq 0,06 A_{C_{total}}$$

Onde:

$A_{S_{total}}$ = área da seção de aço da armadura do pilar original somada a área de aço dos perfis do reforço;

$A_{C_{total}}$ = área de concreto total do pilar.

A norma europeia EN 1994-1-1 (Eurocode 4, 2004) indica que a resistência plástica à compressão de seções mistas de concreto armado e aço pode ser calculada adicionando-se as resistências plásticas à compressão de seus componentes, sugerindo o cálculo através da equação 4, mostrada abaixo.

$$N_{pl,RD} = A_a \times f_{yd} + 0,85 \times A_c \times f_{cd} + A_s \times f_{sd} \quad (4)$$

Sendo:

A_a = área de aço da armadura longitudinal do elemento;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço;

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

f_{sd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço do reforço;

Baseado na hipótese de que não se pode ter certeza do grau de descarregamento da estrutura que se poderá alcançar, Cánovas (1988) aconselha que se deve considerar os perfis metálicos do reforço recebendo a totalidade da carga, desprezando a seção existente de concreto. Já Souza e Ripper (1998) comentam que em tempos atuais, onde a evolução da tecnologia de injeção e a produção de resinas com altíssima capacidade de colagem, a desconsideração da seção de concreto no cálculo do reforço se torna extremamente antieconômica, devendo-se admitir uma situação intermediária, a qual deve ser encontrada através da utilização de coeficientes de incertezas maiores e da aplicação de sistemas de controle de qualidade mais rígidos sobre os materiais.

Em nível de dimensionamento, será fundamental contar com a introdução de chapas metálicas a funcionar como estribos (cintas), devidamente soldadas aos perfis metálicos, por forma a garantir o confinamento do núcleo de concreto e, conseqüentemente, o aumento da capacidade de carga do pilar, aumento que deve ser considerado, pelo menos em parte, com a pretendida segurança adicional (SOUZA; RIPPER, 1998).

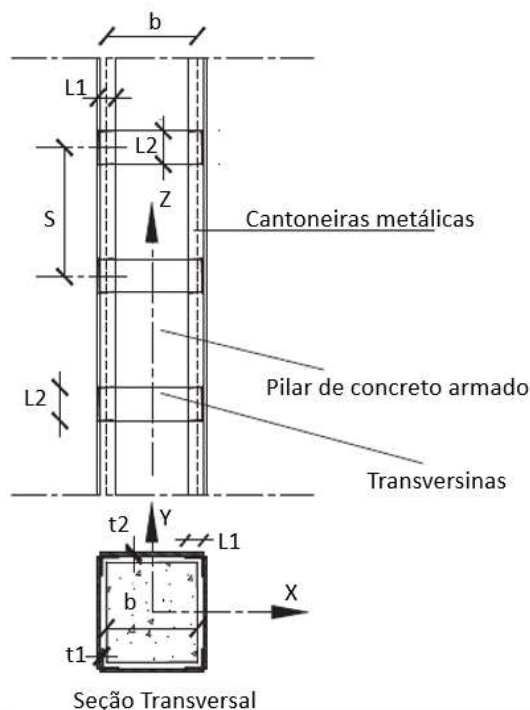
5.6.1 Método simplificado para pilares de concreto armado confinados por reforço com perfis metálicos

Tarabia e Albakry (2014) indicam em seu estudo, um método simplificado de cálculo para a obtenção das principais características do comportamento de pilares reforçados com perfis metálicos, considerando este reforço através de cantoneiras de abas iguais nos quatro cantos do pilar e cintas metálicas ligando tais cantoneiras, como apresentado na figura 29. Os autores consideram em seu método que:

- a) São estudados pilares de seção quadrada carregados axialmente, sendo que para seções retangulares o método deve ser ajustado;
- b) As deformações no concreto e nas cantoneiras carregadas diretamente são iguais;
- c) A flambagem das cantoneiras não ocorre até que haja escoamento do aço;
- d) Os efeitos de confinamento nos estribos são desprezados;
- e) A tensão axial do elemento de ligação entre o reforço e o pilar (grout, resina epóxi) é desprezada;

- f) As cantoneiras são consideradas rígidas em suas direções transversais, não havendo deformações de flexão;

Figura 29 – Detalhes e dimensões do reforço com perfis metálicos



Fonte: Tarabia e Albakry, 2014, pg. 624, adaptado pelo autor.

Através da equação 5 é possível conhecer a deformação lateral ε_x no eixo x e y ($\varepsilon_x = \varepsilon_y$ por simetria) do conjunto pilar original-reforço. A equação 6 expressa a tensão axial σ_s suportada pelas cintas metálicas do reforço, assim como a equação 7 apresenta o cálculo para a deformação axial das cintas ε_{cinta} .

$$\varepsilon_x = \frac{f_l}{E_c} \times (\nu_c - 1) + \frac{N_c}{b^2 \times E_c} \nu_c \quad (5)$$

Sendo:

f_l = tensão de confinamento média;

E_c = módulo de elasticidade do concreto;

ν_c = coeficiente de Poisson do concreto;

N_c = carga axial suportada pelo concreto;

b = largura do pilar.

$$\sigma_s = \frac{f_l \times b \times S}{2 \times L_2 \times t_2} \quad (6)$$

Sendo:

S = espaçamento entre cintas (eixo a eixo);

L_2 = largura das cintas;

t_2 = espessura das cintas;

$$\varepsilon_{cinta} = \frac{\sigma_s}{Es} \quad (7)$$

Sendo:

Es = módulo de elasticidade do aço;

Para assegurar a compatibilização de deformações entre o pilar de concreto armado e o reforço, Tarabia e Albakry (2014) sugerem a equação 8, sendo que através dela se pode encontrar o valor da tensão de confinamento média f_l , mostrado na equação 9. Já a equação 10 mostra a relação da tensão de confinamento com as tensões nos eixos X e Y.

$$\frac{f_l \times b \times S}{2 \times L_2 \times t_2} = \frac{f_l}{Ec} \times (v_c - 1) + \frac{Nc}{b^2 \times Ec} v_c \quad (8)$$

$$f_l = \frac{Nc}{b^2} \times \frac{v_c}{\left(1 - v_c + b^2 \times \frac{Ec \times b \times S}{2 \times L_2 \times t_2 \times Es}\right)} \quad (9)$$

$$\sigma_x = \sigma_y = -f_l \quad (10)$$

Segundo Tarabia e Albakry (2014), a contribuição das cantoneiras metálicas utilizadas nos cantos do pilar a ser reforçado, em relação ao incremento da capacidade resistente de carga axial, se dá através do encurtamento axial do pilar original, quando estas cantoneiras estiverem diretamente carregadas, ou devido ao atrito, se não houver ligação das cantoneiras com a cabeça do pilar, onde normalmente se executa um capitólio metálico entre o reforço do pilar e a laje ou viga

que se apoiam no mesmo. As equações 11 e 12 apresentam, respectivamente, a contribuição de força axial de uma cantoneira para reforço diretamente carregado e para reforço indiretamente carregado.

$$Na = 2 \times L_1 \times t_1 \times f_s \quad (11)$$

Sendo:

L_1 = largura da aba da cantoneira;

t_1 = espessura da cantoneira;

f_s = resistência à tração do aço da cantoneira.

$$Na = \sqrt{2} \times f_l \times b \times S \times \mu \quad (12)$$

Sendo:

μ = coeficiente de atrito (adotado 0,5).

5.6.2 Flambagem de barras comprimidas

Leonhardt Euler (1707-1783) foi um matemático suíço que obteve os primeiros resultados teóricos sobre instabilidade no equilíbrio de uma coluna comprimida na posição deformada com deslocamentos laterais. Segundo Pfeil e Pfeil (2009), uma coluna inicialmente reta mantém seus deslocamentos laterais nulos até atingir a carga crítica de Euler, a qual é mostrada na equação 13, porém para colunas idealmente perfeitas e que respeitam as seguintes condições:

- a) Coluna sem imperfeições geométricas e tensões residuais;
- b) Material de comportamento elástico linear;
- c) Carga perfeitamente centrada.

$$N_{cr} = \frac{\pi \times E \times I}{l^2} \quad (13)$$

Sendo:

E = módulo de elasticidade do aço;

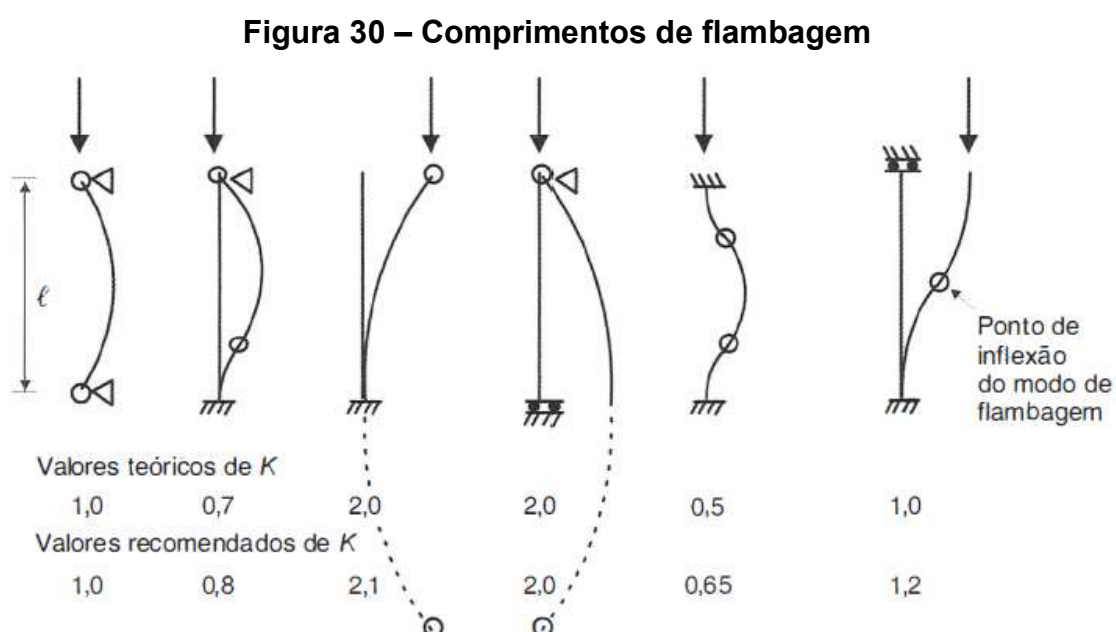
I = momento de inércia da seção da coluna;

l = comprimento da coluna.

Os autores comentam que as colunas reais possuem imperfeições geométricas provenientes do processo de fabricação e que é muito difícil garantir a perfeita centralização do carregamento na prática. Desta maneira, o processo de flambagem pode ocorrer com a flexão da haste desde o início do carregamento.

5.6.2.1 Comprimento de flambagem

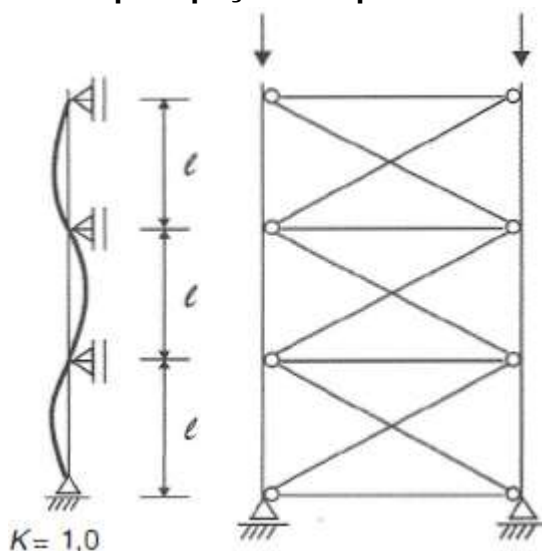
Segundo Pfeil e Pfeil (2009), “Comprimento de *flambagem* de uma haste é a distância entre os pontos de momento nulo da haste comprimida, deformada lateralmente...”. Na figura 30 pode-se verificar os valores indicados para o parâmetro de flambagem K , teóricos e recomendados para hastes com seus extremos engastados, rotulados ou livres.



Fonte: Pfeil e Pfeil, 2009, pg. 124.

Os autores indicam que os valores de K apresentados na figura anterior, são aplicáveis a colunas isoladas e que, na prática, as peças comprimidas normalmente pertencem a um sistema estrutural, sendo que o processo de flambagem envolve todos os componentes deste sistema. Para o caso da utilização de perfis metálicos no reforço de pilares de concreto armado, pode-se utilizar a concepção de parâmetro de flambagem apresentada na figura 31.

Figura 31 – Parâmetro K para peças comprimidas em sistema estrutural



Fonte: Pfeil e Pfeil, 2009, pg. 125, adaptado pelo autor.

Desta maneira, Pfeil e Pfeil (2009) indicam que a carga crítica de Euler pode ser reescrita conforme a equação 14, mostrada abaixo.

$$N_{cr} = \frac{\pi \times E \times I}{l_{fl}^2} \quad (14)$$

Sendo:

$$l_{fl} = K \times l$$

Araújo (2014) indica que para pilares curtos, não há necessidade de se considerar os efeitos de segunda ordem em seu dimensionamento. O índice de esbeltez, segundo o autor, pode ser definido pela equação 15.

$$\lambda = \frac{l_{fl}}{i} \quad (15)$$

Sendo:

i = raio de giração mínimo da seção bruta, em relação ao eixo de flambagem local, obtido com $i = \sqrt{I/A}$.

5.6.2.2 Flambagem local

A flambagem das placas componentes de um perfil comprimido pode ser chamada de flambagem local. Pfeil e Pfeil (2009) indicam que há uma redução na carga última resistente de uma coluna quando se leva em conta o processo iterativo entre a flambagem global (flexão) da coluna e a flambagem local das chapas desta coluna.

Para evitar que haja a flambagem local das placas, a NBR 8800 (ABNT, 2008) recomenda que a relação entre a base da placa dividida pela espessura da mesma, não ultrapasse o valor limite para aquele elemento, o qual pode ser encontrado conforme a equação 16. Esta equação é aplicável para cantoneiras metálicas simples, as quais são comumente usadas nos reforços de pilares.

$$(b/t)_{lim} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (16)$$

Nos casos em que $(b/t) \leq (b/t)_{lim}$, o fator de redução associado à flambagem local Q_s terá valor igual a 1,00. Não sendo satisfeita esta relação, o valor de Q_s deve ser encontrado através das equações 17 e 18.

$$Q_s = 1,34 - 0,76 \times \left(\frac{b}{t}\right) \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} \text{ para } 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (17)$$

$$Q_s = \frac{0,53 \times E}{f_y \times \left(\frac{b}{t}\right)^2} \text{ para } \frac{b}{t} > 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (18)$$

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), as cantoneiras metálicas simples se enquadram no grupo de elementos AL (apoio-livre) para flambagem local, sendo assim, $Q_s = Q$. O fator de redução total associado à flambagem local Q é utilizado para determinação do índice de esbeltez reduzido, e do esforço axial resistente de cálculo, conforme mostrado nas equações 19 e 20, respectivamente.

$$\lambda_0 = \frac{K \times l}{i} \times \sqrt{\frac{Q \times f_y}{\pi^2 \times E}} \quad (19)$$

$$Nd_{res} = \frac{Q \times Ag \times f_{col}}{\gamma_{al}} \quad (20)$$

Sendo:

Ag = área da seção bruta;

f_{col} = tensão resistente da coluna;

$\gamma_{al} = 1,10$ para combinações normais de ações.

Pfeil e Pfeil (2009) descrevem que o valor da tensão resistente da coluna f_{col} pode ser encontrado através da equação 21, assim como o fator adimensional X pode ser obtido pelas equações 22 e 23.

$$X = \frac{f_{col}}{f_y} \quad (21)$$

$$X = 0,658^{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad (22)$$

$$X = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 > 1,5 \quad (23)$$

6 METODOLOGIA

Serão empregados modelos de pilares de concreto armado baseados em resultados experimentais propostos pela bibliografia estudada. Após, serão aplicados modelos de cálculos teóricos para o reforço de pilares de concreto armado através da utilização de perfis metálicos, comparando os resultados obtidos nestes cálculos com os valores experimentais estudados, objetivando a determinação da viabilidade técnica do reforço com perfis metálicos.

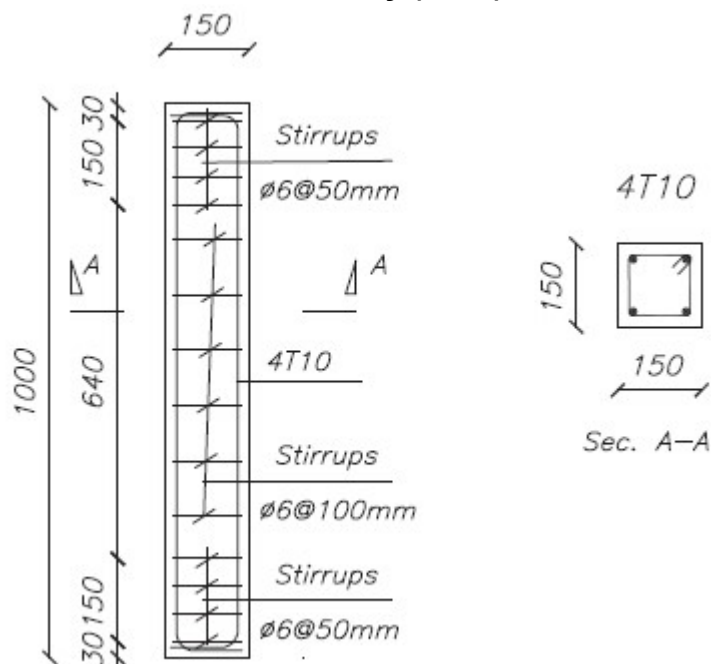
6.1 Modelos experimentais para análise

Para a execução deste trabalho, optou-se por buscar modelos experimentais fornecidos na bibliografia estudada. Foram utilizados 13 modelos experimentais de pilares de concreto armado reforçado com perfis metálicos, sendo que destes, 8 modelos foram do estudo de Tarabia e Albakry (2014), 3 modelos do estudo de Belal et al (2014) e 2 do estudo de Adam et al (2009), os quais serão apresentados mais profundamente nos parágrafos subsequentes deste trabalho.

6.1.1 Modelos experimentais de Tarabia e Albakry (2014)

Tarabia e Albakry (2014) prepararam pilares quadrados com seção de 15 x 15 cm, com altura de 100 cm e dois valores de resistência à compressão do concreto diferentes. A armadura longitudinal de reforço destes pilares foi igual para todos, sendo composta por 4 barras de 10 mm de seção e tensão de escoamento equivalente à 420 MPa, amarradas por estribos de 6 mm de seção, espaçados 10 cm ao longo do pilar, reduzindo este espaçamento para 5cm nos últimos 15 cm das pontas superiores e inferiores dos pilares, conforme mostrado na figura 32, sendo as medidas mostradas em mm.

Figura 32 – Detalhes construtivos dos pilares experimentais de Tarabia e Albakry (2014)



Fonte: Tarabia e Albakry, 2014, pg. 617.

No topo e na base dos pilares foram utilizados capitólios metálicos com chapas de 1 cm de espessura, 10 cm de altura e 19 cm de largura, nos quatro lados de cada pilar, ligados ao mesmo com graute cimentício fluido. Este detalhe na concepção do reforço, aliado à redução dos espaçamentos dos estribos na mesma zona, tinha como objetivo evitar o rompimento precoce no topo e/ou base dos pilares durante os ensaios de compressão das amostras (TARABIA; ALBAKRY, 2014).

Em relação ao reforço com perfis metálicos utilizados nos pilares, os autores dividiram o ensaio em 2 grupos. No primeiro grupo foram utilizadas cantoneiras metálicas de abas iguais de 5 x 5 cm e espessura de 0,45 cm e tensão de escoamento de 415 MPa, nos quatro cantos dos pilares, ligadas entre si por cintas metálicas de 5 cm de largura, com espaçamentos diferentes entre as amostras. No segundo grupo, foram utilizadas cantoneiras metálicas de abas iguais de 3 x 3 cm com espessura de 0,30 cm e tensão de escoamento de 485MPa, também conectadas entre si por cintas metálicas de 5 cm de largura. As cintas foram soldadas nas cantoneiras em ambos os grupos, assim como o espaço entre o reforço metálico e o concreto dos pilares foram preenchidos com graute ou resina epóxi, variando de amostra para amostra.

A tabela 2 apresenta os detalhes do reforço das amostras de cada grupo, assim como a referência que será usada neste trabalho para a aplicação dos cálculos, afim de facilitar as explicações.

Tabela 2 – Detalhes das amostradas testadas por Tarabia e Albakry (2014)

Referência (do autor)	Nome da amostra	Grupo	Espaçamento entre cintas (cm)	Graute / Epóxi	Conexão entre capitólio e cantoneiras	f_{cu} (MPa)
EXP 1	SC1	1	17	Graute	Sim	57,8
EXP 2	SCN1	1	17	Graute	Não	57,8
EXP 3	SCW1	1	26	Graute	Sim	57,8
EXP 4	SE1	1	17	Epóxi	Sim	57,8
EXP 5	SC2	2	17	Graute	Sim	47,5
EXP 6	SCN2	2	17	Graute	Não	47,5
EXP 7	SCW2	2	26	Graute	Sim	47,5
EXP 8	SE2	2	17	Epóxi	Sim	47,5

Fonte: do autor.

Os testes foram executados com as amostras na vertical, utilizando uma prensa hidráulica com capacidade máxima de 3000 kN, aplicando pequenos incrementos de carga equivalentes a 100 kN. Foram instalados dois medidores de deformação em duas faces opostas de cada amostra, à meia altura dos pilares. A idade do concreto durante o período de testes variava de 60 a 180 dias (TARABIA; ALBAKRY, 2014).

Os autores comentam que o modo de falha dos pilares reforçados, durante os testes de compressão, se dá com início na flambagem de uma ou mais cantoneiras metálicas, seguido pela flambagem das barras de aço da armadura longitudinal do pilar, eventualmente com partes do concreto se rompendo próximas à estas barras. Algumas soldas entre as cintas e as cantoneiras também acabaram rompendo após a flambagem das cantoneiras, provavelmente devido à deformação do reforço como um todo. Os valores de carga última de falha para cada amostra são apresentados na tabela 3.

Tabela 3 – Carga última de falha das amostras ensaiadas por Tarabia e Albakry (2014)

Referência (do autor)	Nome da amostra	Grupo	f_{cu} (MPa)	Carga última de falha – P_u (kN)
EXP 1	SC1	1	57,8	2570
EXP 2	SCN1	1	57,8	1990
EXP 3	SCW1	1	57,8	2310
EXP 4	SE1	1	57,8	2600
EXP 5	SC2	2	47,5	2190
EXP 6	SCN2	2	47,5	2000
EXP 7	SCW2	2	47,5	2050
EXP 8	SE2	2	47,5	2090

Fonte: do autor.

6.1.2 Modelos experimentais de Belal et al (2014)

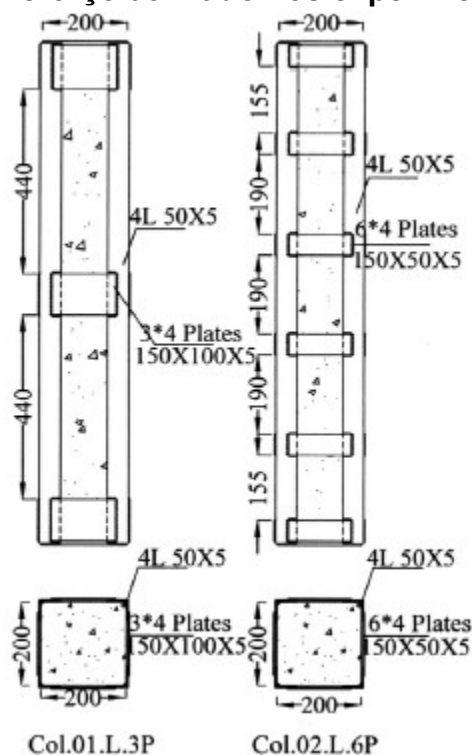
Belal et al (2014) realizaram testes experimentais com pilares de concreto armado com seção quadrada de 20 x 20 cm e altura de 120 cm. A resistência à compressão do concreto utilizada era de 34 MPa. Para a armadura longitudinal dos pilares foram utilizadas 4 barras de 12 mm de seção e tensão de escoamento de 360 MPa, nos cantos da seção do pilar, amarradas por estribos de 6 mm de seção, espaçados a cada 8 cm ao longo da altura dos pilares.

Para reforço destes pilares, foram utilizadas 5 configurações diferentes, entre cantoneiras metálicas de abas iguais, perfis metálicos tipo C e chapas metálicas. Para fins de comparação com os demais testes experimentais já apresentados anteriormente, serão mostradas apenas as duas configurações que utilizaram cantoneiras de abas iguais.

Segundo Belal et al (2014), ambas as amostras que receberam o reforço com cantoneiras, utilizaram peças de 5 x 5 cm de largura, espessura de 0,50 cm e tensão de escoamento de 240 MPa. A diferença está em que em uma das amostras foram utilizadas cintas metálicas de 10 cm de largura e 0,5 cm de espessura, espaçadas 44 cm entre si e na outra amostra, foram utilizadas cintas metálicas de 5 cm de largura e 0,5 cm de espessura, espaçadas 19 cm entre si, diminuindo este espaçamento para

15,5 cm próximo da base e do topo do pilar, conforme apresentado na figura 33, com medidas em mm.

Figura 33 – Detalhes do reforço utilizado nos experimentos de Belal et al (2014)



Fonte: Belal et al, 2014, pg. 203, adaptado pelo autor.

Os autores comentam que os testes de compressão foram executados em um equipamento com capacidade máxima de carga de 5000 kN e que para garantir que a falha das amostras ocorresse em seu corpo e não no topo ou base, foram instalados capitólios metálicos construídos com chapas de 1 cm de espessura. Os valores de carga última de falha encontrados nestes ensaios estão apresentados na tabela 4, assim como a referência equivalente que será utilizada no decorrer deste trabalho.

Tabela 4 – Carga última de falha das amostras ensaiadas por Belal et al (2014)

Referência (do autor)	Nome da amostra	Reforço utilizado	Carga última de falha – Pu (kN)
EXP 9	Col.01.L.3P	Cantoneiras	1821
EXP 10	Col.02.L.6P	Cantoneiras	1649

Fonte: do autor.

Belal et al (2014) comentam que a falha da amostra Col.01.L.3P iniciou com rachaduras pelo concreto, havendo o desprendimentos de partes do concreto quando a carga de compressão aplicada se aproximou de 98% da máxima, revelando a flambagem das barras de aço de reforço do pilar. Houve também o rompimento da solda das cintas inferiores do reforço, devido à expansão lateral do concreto.

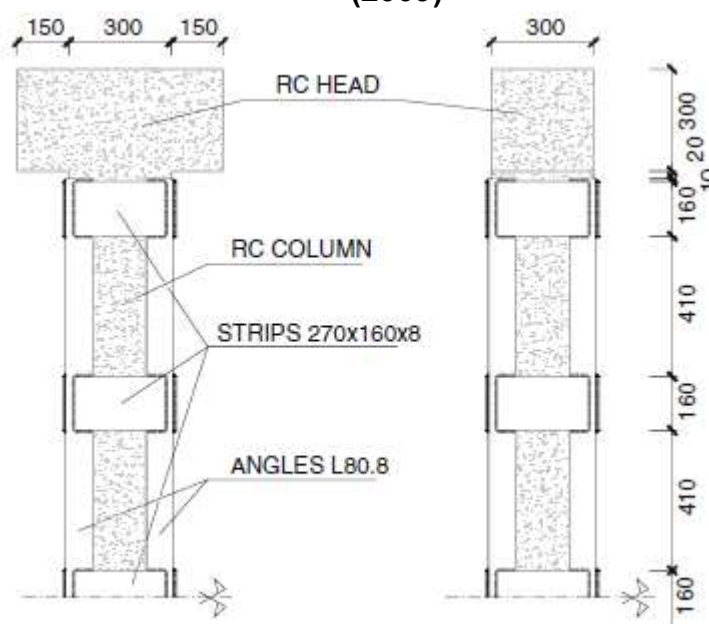
Já no caso da amostra Col.02.L.6P, os autores comentam que os testes iniciaram com menos rachaduras, aumentando conforme o concreto se expandia lateralmente. Com o aumento da força de compressão, o concreto começou a ser expelido da amostra, havendo o rompimento das duas linhas inferiores de cintas do reforço metálico.

6.1.3 Modelos experimentais de Adam et al (2009)

Adam et al (2009) conduziram testes experimentais em amostras de pilares de concreto armado com seção de 30 x 30 cm e altura de 250 cm, reforçados com 4 barras de aço de 12 mm de seção e tensão de escoamento de 400 MPa, amarradas com estribos de 6 mm de seção, espaçados a cada 20 cm, simulando pilares em escala real em uma edificação atual. Para simular a união entre o pilar e uma viga, foram feitas estruturas de concreto de 30 cm de altura, 30 cm de largura e 60 cm de comprimento, utilizando concreto com resistência à compressão de 90 MPa, para evitar que tais estruturas se rompessem antes dos pilares, durante os testes.

As três amostras dos experimentos de Adam et al (2009) que serão abordadas neste trabalho, foram reforçadas com cantoneiras metálicas de abas iguais de 8 x 8 cm de largura, espessura de 0,80 cm e tensão de escoamento de 275 MPa, colocadas nos quatro cantos de cada amostra, ligadas entre si por cintas metálicas de 27 cm de comprimento, 16 cm de largura e 0,80 cm de espessura, espaçadas 41 cm umas das outras. A figura 34 apresenta os detalhes construtivos das amostras ensaiadas, com as medidas em mm.

Figura 34 – Detalhes construtivos das amostras dos ensaios de Adam et al (2009)



Fonte: Adam et al, 2009, pg. 2267, adaptado pelo autor.

Os testes de compressão foram executados em uma prensa hidráulica com carga máxima de 5000 kN, aplicando carga a uma taxa de deslocamento constante de 0,5 mm/min, até a falha da amostra. Sensores de deslocamento e deformação foram instalados nas amostras para obter mais informações sobre o comportamento do reforço com perfis metálicos durante os testes (ADAM et al, 2009).

Os autores comentam que a partir dos ensaios foram verificados dois possíveis mecanismos que poderiam levar o pilar à falha, sendo o primeiro através do escoamento das cantoneiras, devido à soma da carga axial absorvida e da flexão produzida pela deformação do concreto, e o segundo, através do escoamento das cintas metálicas, devido à deformação lateral do concreto comprimido. A tabela 5 apresenta os valores de carga última de falha encontrados durante os testes, assim como as referências de cada amostra que serão utilizadas no decorrer deste trabalho.

Tabela 5 – Carga última de falha das amostras ensaiadas por Adam et al (2009)

Referência (do autor)	Nome da amostra	f_c (MPa)	Carga última de falha – P_u (kN)
EXP 11	Exp-A	8,3	1954,8
EXP 12	Exp-B	12,4	2324,1
EXP 13	Exp-C	15,5	2599,4

Fonte: do autor.

6.2 Análise teórica para diferentes métodos de cálculo

Neste item serão exemplificados o método de cálculo apresentado por Cánovas (1988), o método exposto pela norma europeia EN 1994-1-1 (Eurocode 4, 2004) e o método desenvolvido por Tarabia e Albakry (2014), para a obtenção dos valores de carga última estimada de falha dos pilares reforçados. Também serão apresentados a aplicação do método da rigidez à compressão, proposto por Piancastelli [200-], para a obtenção das parcelas de carga resistidas pelo pilar original e pelo reforço, assim como à verificação quanto às flambagens global e local, todos aplicados nos modelos experimentais apresentados no item 6.1 deste trabalho.

6.2.1 Método de cálculo de Cánovas (1988)

Conforme mostrado no item 5.6 deste trabalho, Cánovas (1988) sugere um método de cálculo para encontrar a resistência à compressão de um pilar reforçado com perfis metálicos, utilizando diversos coeficientes de majoração de carga e de minoração de resistência.

Em seu estudo, o autor apresenta o cálculo em duas etapas distintas, sendo primeiramente o cálculo da capacidade de carga do pilar original, dado pela equação 2, e posteriormente o cálculo da capacidade de carga do reforço com perfis metálicos, dado pela equação 3. Abaixo é apresentada a equação 24, a qual foi obtida através da união das equações 2 e 3.

$$\gamma_n \times \gamma_f \times Nd_{cán} = 0,85 \times b \times h \times 0,9 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \times \frac{f_{yk}}{\gamma_s} + A_{s_{ref}} \times \frac{f_{yk,ref}}{\gamma_{s,ref}} \quad (24)$$

Sendo:

$A_{s_{ref}}$ = área da aço dos perfis metálicos;

$f_{yk,ref}$ = resistência característica do aço do reforço à tração;

$\gamma_{s,ref}$ = coeficiente de minoração do aço do reforço, definido em 1,10.

A equação 24 foi aplicada neste trabalho, utilizando os coeficientes sugeridos por Cánovas (1988), sendo demonstrado o cálculo para o modelo experimental EXP 1. Este procedimento de cálculo foi seguido da mesma maneira para os demais

modelos experimentais utilizados neste estudo, os quais terão seus resultados apresentados no item 7.

$$\gamma_n \times \gamma_f \times Nd_{cán} = 0,85 \times b \times h \times 0,9 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + As \times \frac{f_{yk}}{\gamma_s} + As_{ref} \times \frac{f_{yk,ref}}{\gamma_{s,ref}}$$

$$1,2 \times 1,6 \times Nd_{cán} = 0,85 \times 15 \times 15 \times 0,9 \times \frac{4,74}{1,5} + 4 \times 0,785 \times \frac{42}{1,15} + 4 \times 4,5 \times \frac{41,5}{1,10}$$

$$1,2 \times 1,6 \times Nd_{cán} = 543,91 + 114,68 + 679,09$$

$$Nd_{cán} = 696,7 \text{ kN}$$

Cánovas (1988) comenta que em testes rápidos, pode-se realizar o cálculo da capacidade de carga última estimada de um pilar reforçado com perfis metálicos, desconsiderando os fatores de fadiga do concreto e de minoração de resistência, desta forma, obteve-se a equação 25, mostrada abaixo, seguida pela apresentação da memória de cálculo com a aplicação no modelo experimental EXP 1.

$$Pu_{cán} = b \times h \times 0,9 \times f_{ck} + As \times f_{yk} + As_{ref} \times f_{yk,ref} \quad (25)$$

$$Pu_{cán} = 15 \times 15 \times 0,9 \times 4,74 + 4 \times 0,785 \times 42 + 4 \times 4,5 \times 41,5$$

$$Pu_{cán} = 959,85 + 131,88 + 747$$

$$Pu_{cán} = 1838,6 \text{ kN}$$

6.2.2 Método de cálculo da norma europeia EN 1994-1-1 (Eurocode 4, 2004)

O método apresentado pela norma europeia EN 1994-1-1 (Eurocode 4, 2004), através da equação 4, se assemelha à equação 24, derivada do método apresentado por Cánovas (1988), divergindo apenas na ausência dos coeficientes de minoração de resistência γ_f e do coeficiente de minoração de materiais expostos a ações prejudiciais de agentes externos γ_n .

Para exemplo de aplicação deste método, foi utilizada a equação 4 com os dados do modelo experimental EXP 1, conforme sequência de cálculo apresentada abaixo.

$$N_{pl,RD} = Aa \times f_{yd} + 0,85 \times Ac \times f_{cd} + As \times f_{sd}$$

$$N_{pl,RD} = 4 \times 0,785 \times \frac{42}{1,15} + 0,85 \times (15 \times 15) \times \frac{4,74}{1,4} + 4 \times 4,5 \times \frac{41,5}{1,10}$$

$$N_{pl,RD} = 114,68 + 647,52 + 679,09$$

$$N_{pl,RD} = 1441,2 \text{ kN}$$

Para fins de comparação a equação 4, obtida através da norma europeia EN 1994-1-1 (Eurocode 4, 2004), pode ser simplificada, igualando-se os fatores de minoração de carga à 1,00. Desta maneira, obteve-se a equação 26, a qual é apresentada abaixo, seguida pela memória de cálculo da aplicação da mesma no modelo experimental EXP 1.

$$Pu_{ec} = Aa \times f_{yk} + 0,85 \times Ac \times f_{ck} + As \times f_{sk} \quad (26)$$

$$Pu_{ec} = 4 \times 0,785 \times 42 + 0,85 \times (15 \times 15) \times 4,74 + 4 \times 4,5 \times 41,5$$

$$Pu_{ec} = 131,88 + 906,52 + 747$$

$$Pu_{ec} = 1785,3 \text{ kN}$$

Ambas as variações deste método de cálculo foram aplicadas nos demais modelos experimentais apresentados neste trabalho, sendo que seus resultados serão disponibilizados no item 7.

6.2.3 Método de cálculo de Tarabia e Albakry (2014)

Assim como exposto no item 5.6.1 deste trabalho, Tarabia e Albakry (2014) propõem um método de cálculo que leva em consideração a tensão de confinamento do concreto, causado pela montagem do reforço com perfis metálicos, a qual se assemelha em sua configuração, em geral, à uma gaiola metálica.

Como indicado pelos autores, o aumento de resistência de carga gerado pelas cantoneiras metálicas depende se as mesmas estão diretamente conectadas aos capitólios da base e do topo do pilar, recebendo transferência de carga direta pelas vigas ou lajes, ou se as cantoneiras não estão conectadas, entrando em carregamento através da expansão do concreto do pilar original, pelo efeito do atrito.

A equação 28, para cálculo da capacidade última estimada de carga através do método apresentado por Tarabia e Albakry (2014), foi obtida pela união das equações 27, 11 e/ou 12, dependendo se o reforço é diretamente carregado ou indiretamente carregado.

$$f_{cc} = f_{ck} \times \left(1 + 3,7 \times \left(\frac{f_l}{f_{ck}} \right)^{0,87} \right) \quad (27)$$

Sendo:

f_{cc} = tensão de confinamento do concreto.

$$Pu_{tarab} = Aa \times f_{yk} + Ac \times f_{cc} + 4 \times Na \quad (28)$$

Para exemplo de aplicação deste método, foram utilizados os modelos experimentais EXP 1 e EXP 2, pois a concepção construtiva destas amostras é bastante semelhante, diferenciando-se apenas em relação à conexão do reforço ao capitólio, conforme memória de cálculo apresentada em seguida.

Para o modelo experimental EXP 1, inicialmente foi utilizada a equação 9, para a obtenção da tensão média de confinamento.

$$f_l = \frac{Nc}{b^2} \times \frac{v_c}{\left(1 - v_c + b^2 \times \frac{Ec \times b \times S}{2 \times L_2 \times t_2 \times Es} \right)}$$

$$f_l = \frac{1198,3}{15^2} \times \frac{0,2}{(1 - 0,2 + 15^2 \times \frac{3855,3 \times 15 \times 17}{2 \times 5 \times 0,45 \times 21000})}$$

$$f_l = 0,095 \text{ kN/cm}^2$$

Após, utilizou-se a equação 27, obtendo-se o valor da tensão de confinamento do concreto.

$$f_{cc} = f_{ck} \times (1 + 3,7 \times \left(\frac{f_l}{f_{ck}}\right)^{0,87})$$

$$f_{cc} = 4,74 \times (1 + 3,7 \times \left(\frac{0,095}{4,74}\right)^{0,87})$$

$$f_{cc} = 5,32 \text{ kN/cm}^2$$

Em seguida, foi aplicada a equação 11, para definir a contribuição de cada cantoneira utilizada no reforço, em relação à carga axial suportada pelo conjunto pilar original-reforço.

$$Na = 2 \times L_1 \times t_1 \times f_s$$

$$Na = 2 \times 5 \times 0,45 \times 41,5$$

$$Na = 186,75 \text{ kN}$$

Por fim, foram inseridos os valores obtidos nos cálculos anteriores na equação 28, obtendo-se o valor de carga última estimada do pilar reforçado, pelo método de Tarabia e Albakry (2014).

$$Pu_{tarab} = Aa \times f_{yk} + Ac \times f_{cc} + 4 \times Na$$

$$Pu_{tarab} = 4 \times 0,785 \times 42 + 15 \times 15 \times 5,32 + 4 \times 186,75$$

$$Pu_{tarab} = 2076,9 \text{ kN}$$

Para o modelo experimental EXP 2, os valores de tensão média de confinamento e tensão de confinamento do concreto foram obtidos do mesmo modo mostrado no modelo EXP 1, havendo diferença apenas na obtenção do valor da carga axial resistente de cada cantoneira do reforço, dado o fato que as mesmas não são diretamente carregadas. Utilizou-se então, a equação 12.

$$Na = \sqrt{2} \times f_l \times b \times S \times \mu$$

$$Na = \sqrt{2} \times 0,95 \times 15 \times 17 \times 0,5$$

$$Na = 17,14 \text{ kN}$$

Obtendo-se o valor da carga axial resistente de cada cantoneira, pôde-se encontrar o valor de carga última estimada do pilar reforçado do modelo EXP 2, através da equação 28.

$$Pu_{tarab} = Aa \times f_{yk} + Ac \times f_{cc} + 4 \times Na$$

$$Pu_{tarab} = 4 \times 0,785 \times 42 + 15 \times 15 \times 5,32 + 4 \times 17,14$$

$$Pu_{tarab} = 1398,4 \text{ kN}$$

Este método de cálculo foi aplicado nos demais modelos experimentais utilizados neste trabalho, os quais terão seus resultados apresentados no item 7.

6.2.4 Distribuição da carga do pilar reforçado de acordo com a rigidez dos elementos

Conforme descrito no item 5.6 deste trabalho, a compatibilização de deformações precisa ser considerada no dimensionamento do reforço de um pilar de

concreto armado, ou seja, é necessário verificar qual parcela de carga será resistida pelo pilar original e qual parcela será suportada pelo reforço executado, avaliando cada elemento do conjunto pilar original-reforço.

Uma maneira simples de calcular as parcelas do incremento de carga resistidas pelo pilar original e pelo reforço, é através da aplicação prática do modelo da rigidez axial proposto por Piancastelli [200-], obtendo-se o valor do coeficiente de absorção de carga α . Como exemplo, foram utilizados os dados do modelo experimental EXP 1 na equação 1, conforme memória de cálculo apresentada a seguir.

$$\alpha = \frac{E_c \times A_c}{E_c \times A_c + E_s \times A_s} \quad (1)$$

$$\alpha = \frac{3855,3 \times 15 \times 15}{3855,3 \times 15 \times 15 + 21000 \times 4 \times 4,5}$$

$$\alpha = 0,696 = 69,6\%$$

Tarabia e Albakry (2014) indicam que para a amostra SC1 (EXP 1 para este trabalho), a parcela de carga resistida pelo concreto, durante os testes de resistência à compressão, foi de 1823 kN, o que representa um α , *real* de 70,9%.

6.2.5 Verificação quanto à flambagem das cantoneiras

6.2.5.1 Verificação quanto à flambagem global

De acordo com os estudos de resistências dos materiais, sabe-se que para barras comprimidas com índice de esbeltez menor do que 35, dificilmente haverá flambagem global. Sendo assim, é possível aplicar esta indicação nas cantoneiras metálicas utilizadas no reforço de pilares concreto armado, utilizando como comprimento total a distância livre da cantoneira entre uma cinta e outra, calculando o valor do índice de esbeltez.

Como exemplo prático, utilizou-se os dados da amostra EXP 1 para a verificação quanto à flambagem global das cantoneiras, através da equação 15, conforme mostrado na memória de cálculo abaixo.

$$\lambda = \frac{l_{fl}}{i}$$

$$\lambda = \frac{1,0 \times 12}{\sqrt{4,1733/4,5}}$$

$$\lambda = 12,46 \leq 35$$

Como comentando anteriormente, recomenda-se a que o valor do índice de esbeltez seja menor do que 35, como parâmetro inicial para concepção do projeto de reforço. Contudo, deve-se aplicar os procedimentos indicados na NBR 8800 (ABNT, 2008) e apresentados no item 5.6.2.2 deste trabalho, para obtenção do fator de redução Q, através do fator adimensional X, o qual, para efeito minimizado, deverá ter seu valor o mais próximo de 1,00 possível.

6.2.5.2 Verificação quanto à flambagem local

Como exposto no item 5.6.2.2 deste trabalho, outro tipo de flambagem que pode ocorrer nas cantoneiras metálicas do reforço de pilares de concreto armado é a flambagem local, ou seja, nas chapas que compõem a cantoneira. Como exemplo prático, foi feita a aplicação dos cálculos de flambagem local na amostra EXP 1, conforme memória de cálculo apresentada abaixo, iniciando pela verificação do limite de flambagem local, conforme equação 16.

$$(b/t)_{lim} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$(b/t)_{lim} = 0,45 \sqrt{\frac{3855,3}{41,5}}$$

$$(b/t)_{lim} = 10,12$$

Em seguida, foi encontrado o valor da relação entre a largura da chapa da cantoneira com a espessura da mesma, comparando com o valor limite encontrado na etapa anterior do cálculo.

$$(b/t)_{EXP 1} = \frac{5}{0,45}$$

$$(b/t)_{EXP 1} = 11,11 \geq 10,12$$

7 RESULTADOS

Através da aplicação dos métodos de cálculos teóricos propostos pela bibliografia estudada e apresentados no item 6.2, nos modelos experimentais apresentados no item 6.1, foram obtidos os resultados que serão apresentados a seguir.

7.1 Resultados das cargas últimas estimadas de falha à compressão

A tabela 6 apresenta um resumo das principais características dos modelos experimentais utilizados neste trabalho, assim como o resultado da carga última de falha apresentado por cada amostra durante os ensaios de compressão axial.

Tabela 6 – Modelos experimentais utilizados

Referência (do autor)	f_{cu} (MPa)	Seção do pilar original	Dimensão das cantoneiras do reforço	Distância entre cintas	Carga última de falha – $P_{U_{exp}}$ (kN)
EXP 1	57,8	15 x 15 cm ²	5 cm x 5 cm x 0,45 cm	17	2570
EXP 2	57,8	15 x 15 cm ²	5 cm x 5 cm x 0,45 cm	17	1990
EXP 3	57,8	15 x 15 cm ²	5 cm x 5 cm x 0,45 cm	26	2310
EXP 4	57,8	15 x 15 cm ²	5 cm x 5 cm x 0,45 cm	17	2600
EXP 5	47,5	15 x 15 cm ²	3 cm x 3 cm x 0,30 cm	17	2190
EXP 6	47,5	15 x 15 cm ²	3 cm x 3 cm x 0,30 cm	17	2000
EXP 7	47,5	15 x 15 cm ²	3 cm x 3 cm x 0,30 cm	26	2050
EXP 8	47,5	15 x 15 cm ²	3 cm x 3 cm x 0,30 cm	17	2090
EXP 9	34	20 x 20 cm ²	5 cm x 5 cm x 0,50 cm	54	1821
EXP 10	34	20 x 20 cm ²	5 cm x 5 cm x 0,50 cm	24	1649
EXP 11	8,3	30 x 30 cm ²	8 cm x 8 cm x 0,80 cm	57	1954,8
EXP 12	12,4	30 x 30 cm ²	8 cm x 8 cm x 0,80 cm	57	2324,1
EXP 13	15,5	30 x 30 cm ²	8 cm x 8 cm x 0,80 cm	57	2599,4

Fonte: do autor.

Após feita a aplicação dos métodos de cálculos apresentados no item 6.2, em todos os 13 modelos experimentais, foram encontrados os resultados apresentados na tabela 7, com os valores em kN.

Tabela 7 – Resultados das cargas últimas estimadas de falha à compressão para cada método de cálculo estudado

Referência (do autor)	Método Cánovas (1988)	Método Cánovas (1988) – coeficientes = 1,00	Método EN 1994-1-1 (Eurocode 4, 2004)	Método EN 1994-1-1 (Eurocode 4, 2004) – coeficientes = 1,00	Método Tarabia e Albakry (2014)
EXP 1	696,7	1838,6	1441,2	1785,3	2076,9
EXP 2	696,7	1838,6	1441,2	1785,3	1398,4
EXP 3	696,7	1838,6	1441,2	1785,3	2038,2
EXP 4	696,7	1838,6	1441,2	1785,3	2076,9
EXP 5	457,9	1269,8	964,2	1226,0	1476,9
EXP 6	457,9	1269,8	964,2	1226,0	1190,9
EXP 7	457,9	1269,8	964,2	1226,0	1442,0
EXP 8	457,9	1269,8	964,2	1226,0	1476,9
EXP 9	574,7	1596,7	1211,7	1541,0	1398,9
EXP 10	574,7	1596,7	1211,7	1541,0	1382,5
EXP 11	948,4	2264,3	1893,5	2227,0	1238,4
EXP 12	1046,4	2596,4	2117,6	2540,6	1645,6
EXP 13	1120,5	2847,5	2287,0	2777,8	1930,8

Fonte: do autor.

7.2 Resultados das parcelas de carga absorvidas pelo pilar original e pelo reforço com perfis metálicos

Como mostrado no item 6.2.4, ao aplicar-se o método de rigidez à compressão proposto por Piancastelli [200-], pode-se obter quais parcelas do incremento de carga são resistidas pelo pilar original e pelo reforço com perfis metálicos, nos 13 modelos experimentais estudados. A tabela 8 apresenta os resultados obtidos para o coeficiente de absorção de carga α .

Tabela 8 – Parcelas de carga resistidas pelo pilar original e pelo reforço, via rigidez dos elementos

Referência (do autor)	α	Parcela de carga resistida pelo pilar original (%)	Parcela de carga resistida pelo reforço (%)
EXP 1	0,696	70	30
EXP 2	0,696	70	30
EXP 3	0,696	70	30
EXP 4	0,696	70	30
EXP 5	0,839	84	16
EXP 6	0,839	84	16
EXP 7	0,839	84	16
EXP 8	0,839	84	16
EXP 9	0,706	70	30
EXP 10	0,706	70	30
EXP 11	0,575	57	43
EXP 12	0,623	62	38
EXP 13	0,649	65	35

ND = Dados de cálculo não disponibilizados pelos autores

Fonte: do autor.

Também é possível relacionar qual parcela de carga é absorvida por cada elemento do conjunto pilar original-reforço, através da carga última estimada de falha, separando das equações de cada método de cálculo estudado, as parcelas de contribuição do pilar original e de contribuição do reforço. A tabela 9 apresenta os resultados da parcela de carga resistida pelo pilar original, para cada método de cálculo estudado, assim como a tabela 10 apresenta os resultados da parcela resistida pelo reforço, ambas em percentual.

Tabela 9 – Parcela de carga resistida pelo pilar original, via carga última estimada de falha

Referência (do autor)	Método Cánovas (1988)	Método Cánovas (1988) – coeficientes = 1,00	Método EN 1994-1-1 (Eurocode 4, 2004)	Método EN 1994- 1-1 (Eurocode 4, 2004) – coeficientes = 1,0	Método Tarabia e Albakry (2014)
EXP 1	49	59	53	58	64
EXP 2	49	59	53	58	95
EXP 3	49	59	53	58	63
EXP 4	49	59	53	58	64
EXP 5	64	72	67	72	76
EXP 6	64	72	67	72	95
EXP 7	64	72	67	72	76
EXP 8	64	72	67	72	76
EXP 9	60	70	64	69	96
EXP 10	60	70	64	69	98
EXP 11	30	38	32	37	93
EXP 12	36	46	40	45	94
EXP 13	41	51	44	49	95

Fonte: do autor.

Tabela 10 – Parcela de carga resistida pelo reforço, via carga última estimada de falha à compressão

Referência (do autor)	Método Cánovas (1988)	Método Cánovas (1988) – coeficientes = 1,00	Método EN 1994-1-1 (Eurocode 4, 2004)	Método EN 1994-1-1 (Eurocode 4, 2004) – coeficientes = 1,0	Método Tarabia e Albakry (2014)
EXP 1	51	41	47	42	36
EXP 2	51	41	47	42	5
EXP 3	51	41	47	42	37
EXP 4	51	41	47	42	36
EXP 5	36	28	33	28	24
EXP 6	36	28	33	28	5
EXP 7	36	28	33	28	24
EXP 8	36	28	33	28	24
EXP 9	40	30	36	31	4
EXP 10	40	30	36	31	2
EXP 11	70	62	68	63	7
EXP 12	64	54	60	55	6
EXP 13	59	49	56	51	5

Fonte: do autor.

7.3 Resultados da verificação quanto à flambagem global e local

Após realizada a aplicação dos cálculos de verificação quanto à flambagem global e local nas 13 amostras estudadas, seguindo as mesmas memórias de cálculos apresentadas nos itens 6.5.2.1 e 6.5.2.2, foram obtidos os resultados apresentados na tabela 11.

Tabela 11 – Resultados da verificação quanto à flambagem global e local

Referência (do autor)	λ	$(b/t)_{lim}$	(b/t)
EXP 1	12,46	10,12	11,11
EXP 2	12,46	10,12	11,11
EXP 3	21,81	10,12	11,11
EXP 4	12,46	10,11	11,11
EXP 5	20,87	9,36	10,00
EXP 6	20,87	9,36	10,00
EXP 7	36,53	9,36	10,00
EXP 8	20,87	9,36	10,00
EXP 9	45,92	13,31	10,00
EXP 10	19,83	13,31	10,00
EXP 11	26,74	12,43	10,00
EXP 12	26,74	12,43	10,00
EXP 13	26,74	12,43	10,00

Fonte: do autor.

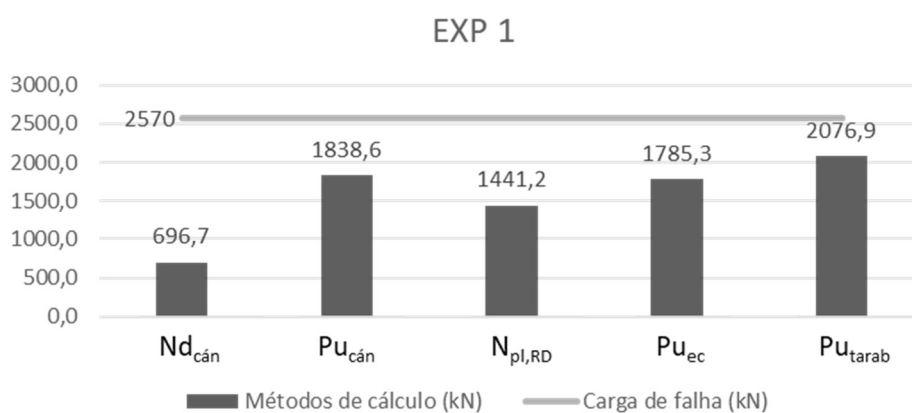
8 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Será apresentada neste capítulo, uma análise em relação aos resultados obtidos dos modelos experimentais estudados e da aplicação dos métodos de cálculo para carga última estimada de falha à compressão, distribuição de carga entre pilar e reforço e da verificação quanto às flambagens global e local.

8.1 Carga última estimada de falha à compressão dos pilares reforçados

Os gráficos 1 a 4 apresentam os resultados de carga última estimada de falha à compressão dos modelos experimentais EXP 1 a EXP 4, para cada método de cálculo estudado, assim como o valor experimental da carga última de falha à compressão.

Gráfico 1 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 1 para os diversos métodos de cálculo estudados



Fonte: do autor.

Gráfico 2 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 2 para os diversos métodos de cálculo estudados

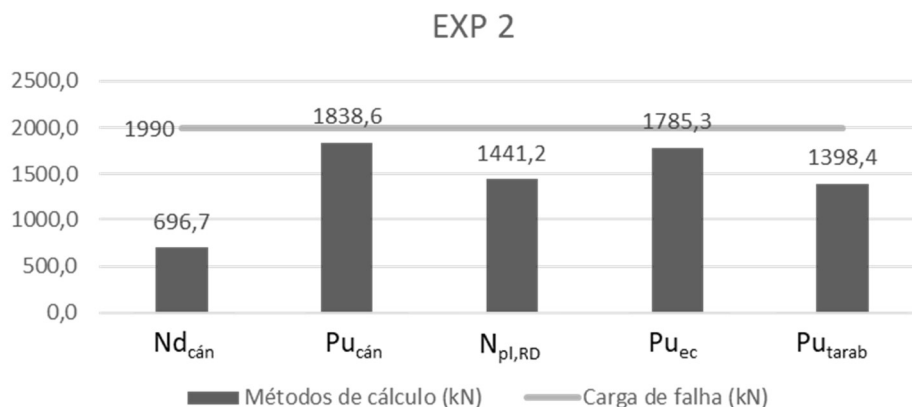


Gráfico 3 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 3 para os diversos métodos de cálculo estudados

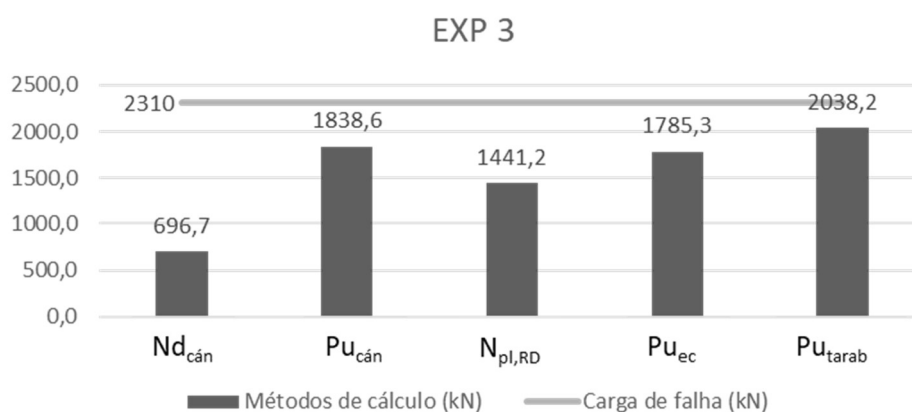
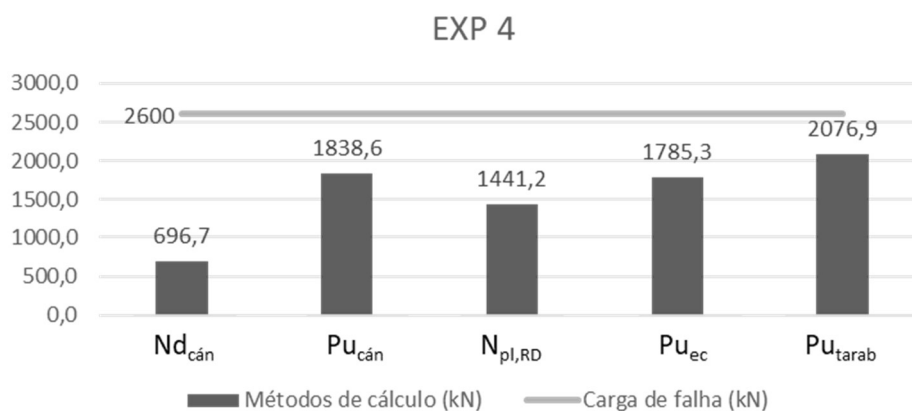


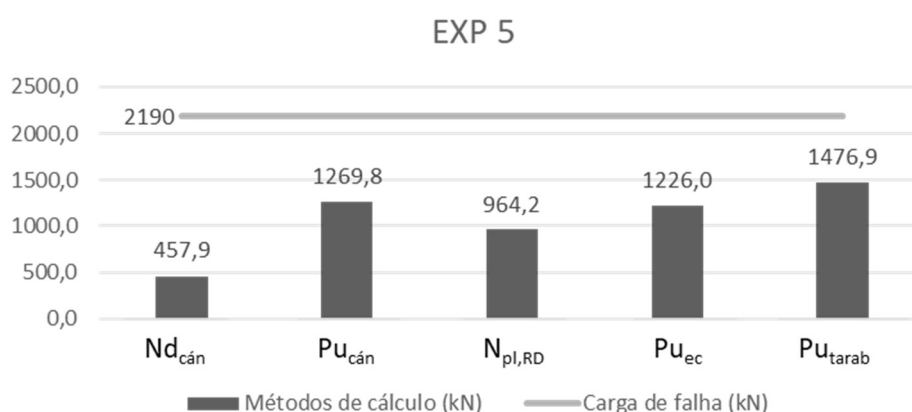
Gráfico 4 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 4 para os diversos métodos de cálculo estudados



É possível verificar nos gráficos apresentados, que, além dos valores experimentais de carga última de falha à compressão, os únicos valores que sofrem alteração são os resultados do método de cálculo proposto por Tarabia e Albakry (2014), dado o fato que este método leva em consideração a tensão média de confinamento, a qual sofre influência direta das características das cintas, como largura, espessura e distância entre uma cinta e outra.

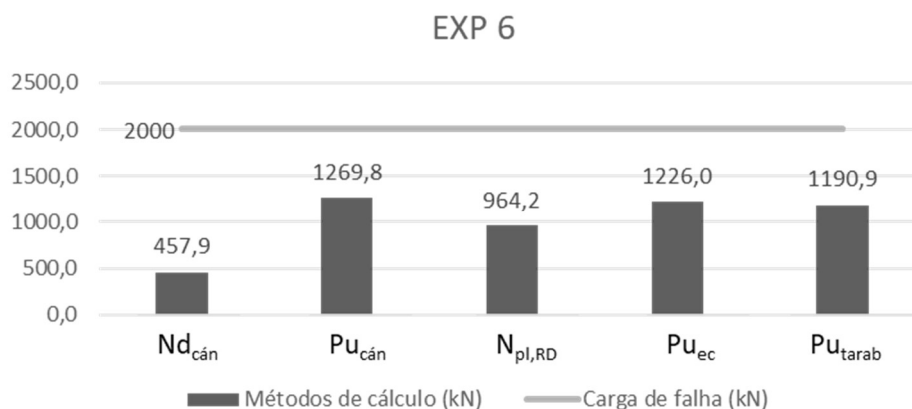
A mesma situação ocorre nos experimentos apresentados nos gráficos 5 a 8, porém há uma variação de valores de cada método, se comparados com os gráficos anteriores, devido à diferença das dimensões dos perfis metálicos utilizados nos reforços, assim como na resistência à compressão do concreto dos pilares originais.

Gráfico 5 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 5 para os diversos métodos de cálculo estudados



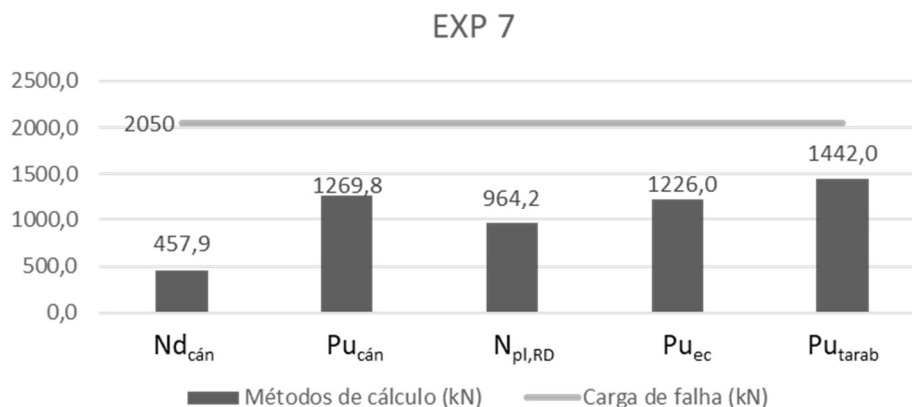
Fonte: do autor.

Gráfico 6 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 6 para os diversos métodos de cálculo estudados



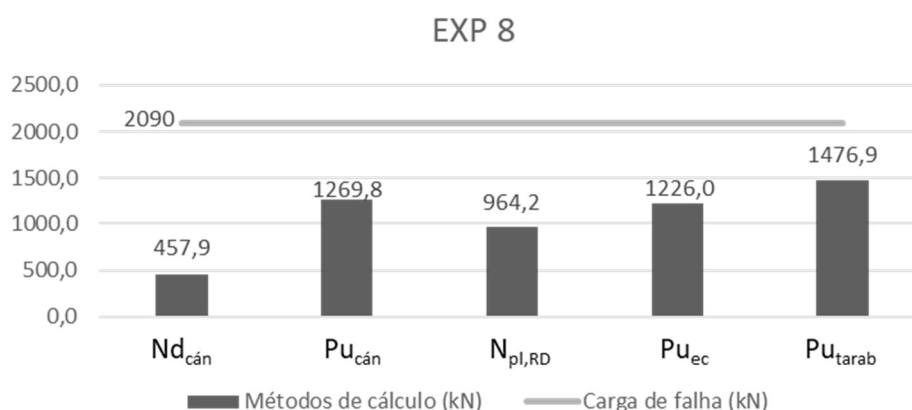
Fonte: do autor.

Gráfico 7 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 7 para os diversos métodos de cálculo estudados



Fonte: do autor.

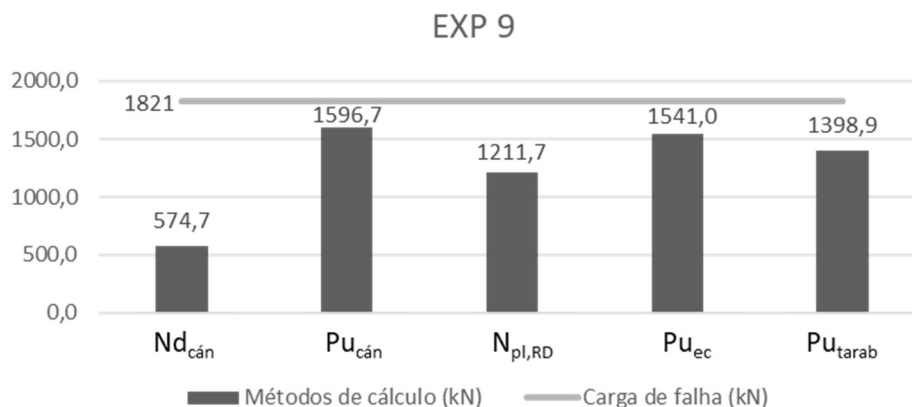
Gráfico 8 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 8 para os diversos métodos de cálculo estudados



Fonte: do autor.

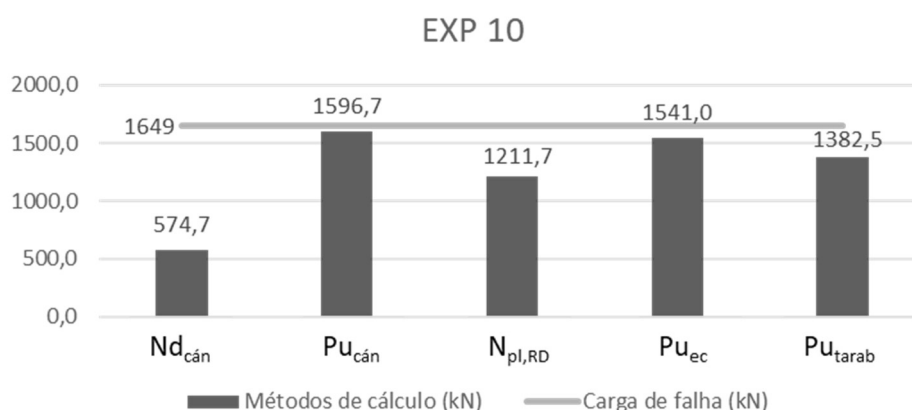
Os modelos experimentais EXP 9 e EXP 10 são ensaios realizados por Belal et al (2014). As diferenças construtivas do reforço dos pilares ensaiados pelos autores, conforme apresentado no item 6.1.2, dizem respeito à largura das cintas e distância entre as mesmas. Isso pode ser confirmado através dos gráficos 9 e 10, onde é possível verificar que, novamente, os resultados dos métodos de cálculo de Cánovas (1988) e da norma europeia EN 1994-1-1 (Eurocode 4, 2004), os quais não levam em consideração a contribuição das cintas, não sofrem alteração entre um ensaio e outro, havendo diferenças apenas nos resultados do método apresentado por Tarabia e Albakry (2014), assim como nos valores experimentais de carga última de falha à compressão.

Gráfico 9 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 9 para os diversos métodos de cálculo estudados



Fonte: do autor.

Gráfico 10 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 10 para os diversos métodos de cálculo estudados



Fonte: do autor.

Os modelos experimentais EXP 11 a 13 são referentes aos ensaios descritos por Adam et al (2009). O valor da resistência característica à compressão do concreto utilizado nestes ensaios é incrementado entre uma amostra e outra, fazendo com que os resultados dos métodos de cálculo e da carga última de falha à compressão experimental acompanhem este incremento, conforme apresentado nos gráficos 11 a 13. Também é possível verificar que nas três amostras, os métodos de cálculo apresentados por Cánovas (1988) e pela norma europeia EN 1994-1-1 (Eurocode 4, 2004), em sua variação onde os coeficientes de minoração de resistência são igualados a 1,00, acabam resultando em valores acima do encontrado nos ensaios experimentais.

Gráfico 11 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 11 para os diversos métodos de cálculo estudados

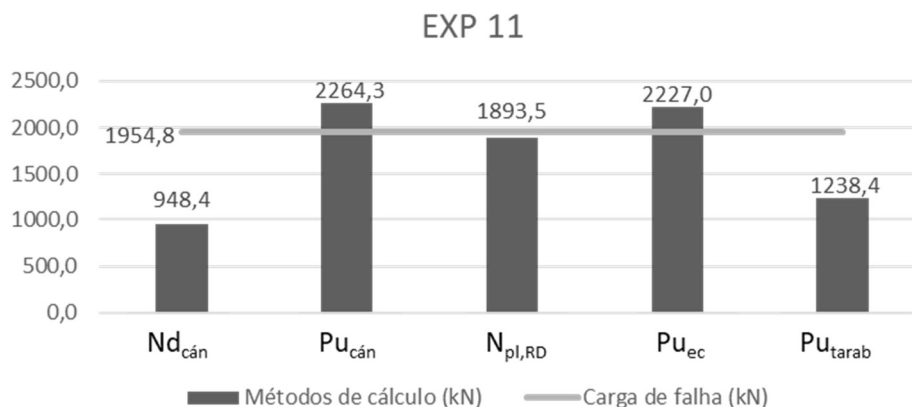


Gráfico 12 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 12 para os diversos métodos de cálculo estudados

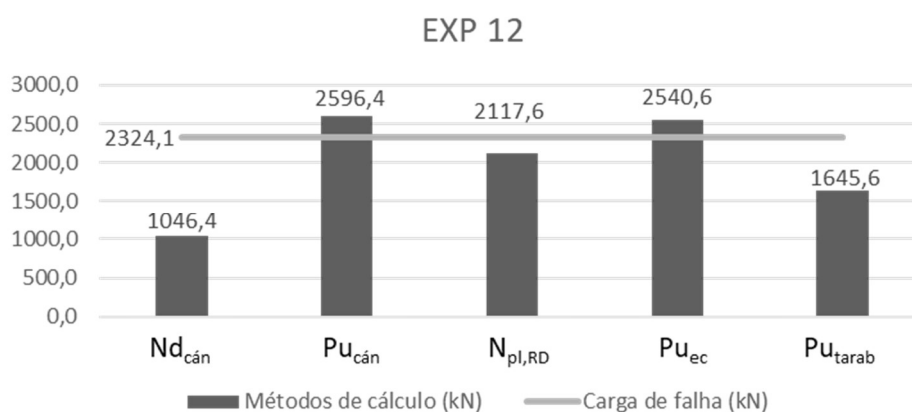
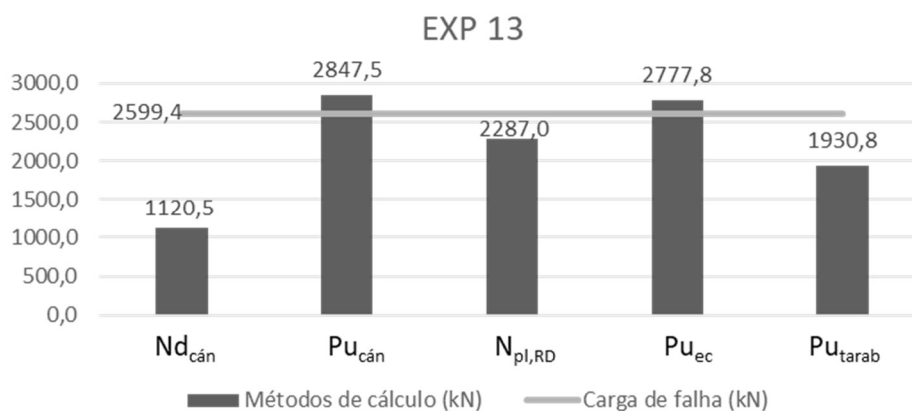


Gráfico 13 – Carga resistente à compressão do pilar reforçado do ensaio EXP 13 para os diversos métodos de cálculo estudados



A tabela 12 apresenta uma relação percentual entre os resultados encontrados para as cargas últimas estimadas de falha à compressão, para cada método de cálculo estudado, com os valores de carga última de falha à compressão encontrados nos 13 modelos experimentais analisados

Tabela 12 – Relação entre os resultados de carga última estimada de falha à compressão calculada e experimental

Referência (do autor)	$P_{u_{exp}}$ (kN)	$N_{d_{cán}} / P_{u_{exp}}$ (%)	$P_{u_{cán}} / P_{u_{exp}}$ (%)	$N_{pl,RD} / P_{u_{exp}}$ (%)	$P_{u_{ec}} / P_{u_{exp}}$ (%)	$P_{u_{tarab}} / P_{u_{exp}}$ (%)
EXP 1	2570	27,1	71,5	56,1	69,5	80,8
EXP 2	1990	35,0	92,4	72,4	89,7	70,3
EXP 3	2310	30,2	79,6	62,4	77,3	88,2
EXP 4	2600	26,8	70,7	55,4	68,7	79,9
EXP 5	2190	20,9	58,0	44,0	56,0	67,4
EXP 6	2000	22,9	63,5	48,2	61,3	59,5
EXP 7	2050	22,3	61,9	47,0	59,8	70,3
EXP 8	2090	21,9	60,8	46,1	58,7	70,7
EXP 9	1821	31,6	87,7	66,5	84,6	76,8
EXP 10	1649	34,9	96,8	73,5	93,5	83,8
EXP 11	1954,8	48,5	115,8	96,9	113,9	63,4
EXP 12	2324,1	45,0	111,7	91,1	109,3	70,8
EXP 13	2599,4	43,1	109,5	88,0	106,9	74,3

Fonte: do autor.

Com base na tabela 12, pode-se verificar que o método de cálculo apresentados por Cánovas (1988), em sua variação que utiliza os coeficientes de minoração de resistência dos materiais, acaba sendo muito conservador, mantendo uma relação entre 20,9% e 48,5% com os valores de carga experimental.

Os métodos apresentados pela norma europeia EN 1994-1-1 (Eurocode 4, 2004) e por Cánovas (1988), em sua variação onde os coeficientes de minoração de resistência dos materiais são igualados a 1,00, possuem uma variação percentual muito grande em geral, sendo que os valores de carga última estimada de falha à

compressão ultrapassam os valores experimentais em alguns casos, como nas amostras EXP 11 a 13, o que pode significar um risco à segurança da estrutura.

O método apresentado por Tarabia e Albakry (2014) foi o que apresentou os resultados mais constantes. Apesar da média de valores deste método ter ficado muito próxima da média de valores do método de cálculo apresentado pela norma europeia EN 1994-1-1 (Eurocode 4, 2004), em sua variação que utiliza os coeficientes de minoração de resistência dos materiais, o desvio padrão ficou menor, em torno de 8%, enquanto o desvio padrão do método da norma europeia ficou em torno de 21%.

8.2 Distribuição de carga entre o pilar original e o reforço

A tabela 13 apresenta as parcelas percentuais de carga resistidas por cada elemento do conjunto pilar original-reforço encontradas via rigidez dos elementos e carga última estimada de falha à compressão, assim como os valores experimentais, quando disponibilizados pelos autores que executaram os ensaios.

Através desta tabela, é possível verificar que os valores gerados via aplicação do método da rigidez dos elementos ficam bastante próximos dos valores reais dos modelos experimentais, nos casos em que os autores disponibilizaram tal informação. Porém, mesmo nos ensaios onde não foram disponibilizadas as parcelas reais de carga resistidas por cada elemento, nota-se uma tendência de que o pilar original absorva mais carga do que o reforço, o que de fato acontece na prática, mostrando uma melhor compatibilização de deformações por parte deste método.

Há uma discrepância bastante grande nos resultados encontrados via carga última estimada de falha, principalmente no método de Tarabia e Albakry (2014) nas amostras em que o carregamento do reforço é indireto. Sendo assim, a parcela de contribuição do reforço, segundo este cálculo, acaba sendo inferior a 7% nestas amostras, devido ao fato que este método considera que para carregamento indireto do reforço, o mesmo só entrará em carga através do atrito gerado pela expansão do concreto do pilar original.

Tabela 13 – Parcelas de carga resistidas por cada elemento, via rigidez dos elementos e carga última estimada de falha à compressão

Referência (do autor)	Experimental		Via rigidez dos elementos		Via carga última estimada de falha à compressão									
					N _{dcán}		P _{ucán}		N _{pl,RD}		P _{uec}		P _{utarab}	
	Pilar	Reforço	Pilar	Reforço	Pilar	Reforço	Pilar	Reforço	Pilar	Reforço	Pilar	Reforço	Pilar	Reforço
EXP 1	71	29	70	30	49	51	59	41	53	47	58	42	64	36
EXP 2	73	27	70	30	49	51	59	41	53	47	58	42	95	5
EXP 3	68	32	70	30	49	51	59	41	53	47	58	42	63	37
EXP 4	71	29	70	30	49	51	59	41	53	47	58	42	64	36
EXP 5	84	16	84	16	64	36	72	28	67	33	72	28	76	24
EXP 6	83	17	84	16	64	36	72	28	67	33	72	28	95	5
EXP 7	81	19	84	16	64	36	72	28	67	33	72	28	76	24
EXP 8	83	17	84	16	64	36	72	28	67	33	72	28	76	24
EXP 9	ND	ND	70	30	60	40	70	30	64	36	69	31	96	4
EXP 10	ND	ND	70	30	60	40	70	30	64	36	69	31	98	2
EXP 11	ND	ND	57	43	30	70	38	62	32	68	37	63	93	7
EXP 12	ND	ND	62	38	36	64	46	54	40	60	45	55	94	6
EXP 13	ND	ND	65	35	41	59	51	49	44	56	49	51	95	5

Fonte: do autor.

8.3 Verificação quanto às flambagens global e local

Em relação à flambagem global, conforme comentado no item 6.2.5.1, o valor do índice de esbelteza deve ser menor do que 35, para que não haja flambagem em barras comprimidas. Da mesma maneira, para à flambagem local, é necessário que a relação entre a largura das abas da cantoneira e a espessura das mesmas fique menor do que o limite calculado. A tabela 14 apresenta a verificação quanto a estes dois modos de flambagem, para os 13 modelos experimentais estudados.

Tabela 14 – Verificação quanto à flambagem global e local

Referência (do autor)	λ	Flambagem global $\lambda \geq 35$	$(b/t)_{lim}$	(b/t)	Flambagem local $(b/t)_{lim} \leq (b/t)$
EXP 1	12,46	Não	10,12	11,11	Sim
EXP 2	12,46	Não	10,12	11,11	Sim
EXP 3	21,81	Não	10,12	11,11	Sim
EXP 4	12,46	Não	10,11	11,11	Sim
EXP 5	20,87	Não	9,36	10,00	Sim
EXP 6	20,87	Não	9,36	10,00	Sim
EXP 7	36,53	Sim	9,36	10,00	Sim
EXP 8	20,87	Não	9,36	10,00	Sim
EXP 9	45,92	Sim	13,31	10,00	Não
EXP 10	19,83	Não	13,31	10,00	Não
EXP 11	26,74	Não	12,43	10,00	Não
EXP 12	26,74	Não	12,43	10,00	Não
EXP 13	26,74	Não	12,43	10,00	Não

Fonte: do autor.

É possível verificar, com base na tabela anterior, que há indicação de flambagem global apenas nas amostras EXP 7 e EXP 9. Isso ocorre, pois em ambas amostras a distância entre uma cinta e outra, considerada como comprimento de flambagem na concepção do reforço com perfis metálicos, é maior do que nas demais amostras de seus grupos. A amostra EXP 7 possui a mesma distância entre cintas do que a amostra EXP 3, porém as cantoneiras utilizadas no reforço desta amostra são menores, influenciando diretamente no raio de giração mínimo.

Também é possível de verificar através da tabela 13, que as amostras EXP 1 a EXP 8 tem a relação de largura da aba/espessura das cantoneiras do reforço, maior do que o limite estipulado para as mesmas, indicando a possibilidade de flambagem local nas chapas das cantoneiras. Esta indicação é confirmada com base em que o modo de falha destas amostras se dá com início na flambagem de uma ou mais cantoneiras do reforço, conforme mencionado no item 6.1.1 deste trabalho.

9 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho de conclusão de curso abordou o reforço de pilares de concreto armado utilizando perfis metálicos, através da comparação entre modelos experimentais definidos na bibliografia estudada com a aplicação de métodos de cálculos estudados. Com base nos objetivos propostos, este capítulo tem a finalidade de apresentar as principais conclusões obtidas durante as análises dos resultados, assim como sugestões para trabalhos futuros.

Através das análises realizadas a partir dos métodos estudados, foi possível verificar que os métodos de cálculo para definição da carga última estimada de falha à compressão sugeridos por Cánovas (1988) e pela norma europeia EN 1994-1-1 (Eurocode 4, 2004), em suas variações que utilizam diversos coeficientes de minoração de resistência dos materiais, acabam sendo muito conservadores, pendendo para um superdimensionamento, afetando diretamente a viabilidade econômica do reforço com perfis metálicos. Por outro lado, nas variações em que os coeficientes são considerados igual a 1,00, de modo a estimar a resistência última dos pilares, a oscilação nos resultados encontrados foi muito grande, inclusive ultrapassando o valor experimental em algumas amostras, tornando estes métodos pouco acurados e seguros.

O método de cálculo para determinação da carga última estimada de falha à compressão de pilares de concreto armado reforçados com perfis metálicos que demonstrou maior assertividade foi o método apresentado por Tarabia e Albakry (2014), pois os valores calculados ficaram próximos dos valores dos modelos experimentais na maioria das amostras e nunca superiores, mantendo um desvio padrão mais baixo em comparação com os demais métodos. Outro ponto que torna este método eficiente, é o fato do mesmo levar em consideração a contribuição das cintas que ligam as cantoneiras, assim como a questão do carregamento direto ou indireto do elemento reforço.

Para a definição da distribuição de carga entre o pilar original e o reforço, o cálculo via rigidez dos elementos demonstrou compreender de forma mais eficiente a questão da compatibilização de deformações entre o pilar original e o reforço, mantendo os valores das parcelas de carga calculadas muito próximo ou até iguais as parcelas reais indicadas nos modelos experimentais. Mesmo nos casos onde os autores não disponibilizaram os dados de parcela de carga resistida por cada

elemento do conjunto pilar original-reforço, os valores encontrados via rigidez dos elementos mantiveram uma tendência real, indicando maior absorção de carga pelo pilar original do que pelo reforço.

A execução deste trabalho propiciou ao autor um enriquecimento em relação ao conhecimento do reforço de pilares de concreto armado através da utilização de perfis metálicos. A relação teoria x experimentos foi desenvolvida com a aplicação de métodos de cálculos em modelos experimentais disponíveis na bibliografia, agregando novos aprendizados, os quais são de grande valia na vida profissional de um engenheiro civil.

Como continuação deste trabalho no futuro, é possível sugerir o estudo e desenvolvimento de um método de cálculo ainda mais preciso e seguro, o qual leve em consideração a verificação das flambagens globais e locais das cantoneiras metálicas do reforço. Do mesmo modo, sugere-se a análise deste método com resultados práticos obtidos em laboratório ou através de métodos que utilizem elementos finitos.

REFERÊNCIAS

- ADAM, J. M. et al. Axially loaded RC columns strengthened by steel caging. Finite element modelling. *Construction and Building Materials*, v.23, p.2265–2276, 2009.
- ARAÚJO, José Milton de. *Curso de concreto armado*. 4. ed. v. 1. Rio Grande: Dunas, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto: Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. *NBR 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado: Procedimento*. Rio de Janeiro, 1980.
- _____. *NBR 8800: Projeto de Estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro, 2008.
- _____. *NBR 15575: Edificações habitacionais - desempenho*. Rio de Janeiro, 2013.
- BEBER, A. J. *Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçados com Compósitos de Fibra Carbono*. 2003. 317f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- BELAL, M. F.; MOHAMED, H. M.; MORAD, S. A. Behavior of reinforced concrete columns strengthened by steel jacket. *Housing and Building National Research Center*, v.11, p.201-212, 2015.
- CAMPAGNOLO, J. L.; et al. *Reforço de vigas à flexão com argamassa aditivada*. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1996.
- CÁNOVAS, M. F. *Patologia e Terapia do Concreto Armado*. 1 Ed. Tradução de M. C. Marcondes; C. W. F. dos Santos; B. Cannabrava. São Paulo: Ed. Pini, 1988.
- DONIN, Christian. *Patologia das Estruturas de Concreto*. Santa Cruz do Sul: Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC. 2015. Apostila da disciplina de Patologia das estruturas de concreto armado.
- EUROCODE 4 – *EN 1994-1-1. Design of composite steel and concrete structures*. Part 1-1: General rules and rules for buildings. 1994.
- FERREIRA, Débora Rodrigues de Sousa Macanjo. *Pilares de betão armado reforçados com laminados de fibras de carbono*. 2000. 226f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Portugal.
- HELENE, Paulo R. L. *Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto*. 2. ed. São Paulo: Pini, 1992.
- HOLLAWAY, L. C. *Polymer composites for civil and structural engineering*. Glasgow: Blackie Academic and Professional, 1993.

LIMA, Nívia dos Santos; et al. *Uso de estruturas metálicas em reforço estrutural de vigas de madeira*. Rio de Janeiro, p. 1-14, [201-].

MALHOTRA, V. M.; MEHTA, P. K. *Pozzolanic and cementitious materials*. Amsterdam, The Netherlands: Gordon and Breach, 1996.

MEDEIROS, M. H. F. de; ANDRADE, J. J. de O.; HELENE, P. *Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto*. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Org.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. 1.ed. São Paulo: Ibracon, 2011, v.1, p. 773-808.

MEHTA P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto – Microestrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2008.

MONTOYA, P. J.; MESEGUER, Á. G.; CABRÉ, F. M. *Hormigón Armado: basada em la EHE ajustada al código modelo y la eurocódigo*. Barcelona: Editorial Gustavo Gilli, 2000.

ORTIZ, J. L. R.; DIAZ, J. M. B. Eficacia resistente de pilares de hormigón armado de baja calidad reforzados por dos procedimientos diferentes. *Informes de la Construcción*, v. 28, n. 272, Espanha, 1975.

OTTO BAUMGART INDÚSTRIA E COMÉRCIO S.A. Vedacit Impermeabilizantes. *Recuperação de Estruturas: manual técnico*. 3. Ed. São Paulo, [201-]. Acesso em: 26 de março de 2017. Disponível em: <https://vedanews.com.br/uploads/biblioteca/manual-tecnico-recuperacao-de-estruturas-8.pdf>.

PIANCASTELLI, Élvio Mosci. *Patologia e terapia das estruturas: reforço com concreto*. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais. [200-]. Apostila da disciplina Durabilidade, Patologia e Recuperação das Construções de Concreto Armado.

PINHEIRO, Libânio M.; SCADELAI, Murilo A. *Estruturas de concreto: pilares*. In: PINHEIRO, Libânio M. (Org.). *Fundamentos do concreto e projetos de edifícios*. São Paulo: Apostila da escola de engenharia de São Carlos (Departamento de Engenharia de Estruturas), 2007. p. 219-250.

PORTO, Thiago Bomjardim; FERNANDES, Danielle Stefane Gualberto. *Curso básico de concreto armado: conforme NBR 6118/2014*. São Paulo: Oficina de textos, 2015.

REIS, Lília Silveira Nogueira. *Sobre a recuperação e reforço de estruturas de concreto armado*. 2001. 112f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas - Mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais.

RIGAZZO, Alexandre de Oliveira. *Reforço em pilares de concreto armado por cintamento externo com mantas flexíveis de fibras de carbono*. 2003. 126f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campinas, São Paulo.

RODRIGO CARVALHO ENGENHARIA DE ESTRUTURAS. Desenvolvido por Rodrigo Rocha Carvalho. 2014. *Patologias em concreto armado*. Disponível em: <http://rodrigocarvalho.com.br/artigos/patologias-em-concreto-armado>. Acesso em: 16 abr. 2017.

SOUZA, Vicente Custódio Moreira; RIPPER, Thomaz. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. In: _____. *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo: Pini, 1998. P. 13-81.

SUDANO, Alexandre Luis. *Desenvolvimento de técnicas híbridas de reforço de pilares de concreto armado por encamisamento com compósitos de alto desempenho*. 2010. 250f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas – Escola de Engenharia de São Carlos) - Universidade de São Paulo.

TAKEUTI, A. R. *Reforço de pilares de concreto armado por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho*. 1999. 184f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas – Escola de Engenharia de São Carlos) - Universidade de São Paulo.

TARABIA, A. M.; ALBAKRY, H. F. Strengthening of RC columns by steel angles and strips. *Alexandria Engineering Journal*, v.53, p.615-626, 2014

TAYLOR, G. *Materials in construction*. 2. ed. London: Longman Scientific & Technical, 1994.

THOMAZ, Ercio. *Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação*. São Paulo: Pini: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1989.

WOLF, J. *Estudo sobre a durabilidade de concretos de alta resistência com adição de microssílica*. 1991. 145f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em engenharia Civil - Mestrado em Engenharia – Escola de Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

ZANATO, Gustavo André. *Desempenho de reforços em pilares esbeltos de concreto armado: análise numérico-experimental*. 1999. 141f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

ZATTONI, Célio Carlos. *Perfis metálicos e laminados planos*. Curso de Hidráulica e Saneamento Ambiental. Maio 2008. Notas de aula (apostila). Faculdade de Tecnologia de São Paulo.