



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE
GOIÁS
CÂMPUS ANÁPOLIS

TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA
MOBILIDADE

ESTUDO COMPARATIVO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO
REFORÇADOS COM AUMENTO DA SEÇÃO PARCIAL COM DIFERENTES TIPOS
DE CONECTORES

ANA CAROLINA DINIZ JANUARIO

ORIENTADOR: Prof. D.Sc. Diego Borja Ferreira

PUBLICAÇÃO:

ANÁPOLIS
2025

ANA CAROLINA DINIZ JANUARIO

**ESTUDO COMPARATIVO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO
REFORÇADOS COM AUMENTO DA SEÇÃO PARCIAL COM DIFERENTES TIPOS
DE CONECTORES**

Trabalho de Conclusão do Curso I de Engenharia Civil da Mobilidade do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás – Campus Anápolis, como requisito parcial para conclusão de curso.

Orientador: Prof. D.Sc. Diego Borja Ferreira

ANÁPOLIS, 2025

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

J35e JANUÁRIO, Ana Carolina Diniz

Estudo comparativo de pilares de concreto armado reforçados com aumento da seção parcial com diferentes tipos de conectores. / Ana Carolina Diniz Januário. – Anápolis: IFG, 2025.

44 f. il. color.

Orientador: Prof. Dr. Diego Borja Ferreira.

Trabalho de Conclusão de Curso – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Campus Anápolis – Bacharelado em Engenharia Civil da Mobilidade, 2025.

1. Reforço estrutural. 2. Encamisamento. 3. Conectores metálicos.
4. Pilares.

I. FERREIRA, Diego Borja(orient.).

II. Título.

CDD 624.1834

ATA DE DEFESA DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Na presente data realizou-se a sessão pública de defesa do Trabalho de Conclusão de Curso intitulado **ESTUDO COMPARATIVO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM AUMENTO DA SEÇÃO PARCIAL COM DIFERENTES TIPOS DE CONECTORES**, sob orientação de Diego Borja Ferreira, apresentado pela aluna **Ana Carolina Diniz Januario (20211060130102)** do Curso **Bacharelado em Engenharia Civil da Mobilidade (Câmpus Anápolis)**. Os trabalhos foram iniciados às **14:28** do dia **10/02/2026** pelo Professor presidente da banca examinadora, constituída pelos seguintes membros:

- **Diego Borja Ferreira** (Presidente)
- **Paulo Henrique Menezes Silva** (Examinador Interno)
- **Lucas de Oliveira Zuniga** (Examinador Externo)

A banca examinadora, tendo terminado a apresentação do conteúdo do Trabalho de Conclusão de Curso, passou à arguição da candidata. Em seguida, os examinadores reuniram-se para avaliação e deram o parecer final sobre o trabalho apresentado pela aluna, tendo sido atribuído o seguinte resultado:

☒ [X] Aprovado

☐ [] Reprovado

Nota : 10,0

Observação / Apreciações:

A aluna desenvolveu o trabalho com excelência.

Proclamados os resultados pelo presidente da banca examinadora, foram encerrados os trabalhos e, para constar, eu **Diego Borja Ferreira** lavrei a presente ata que assino juntamente com os demais membros da banca examinadora.

Documento assinado eletronicamente por:

- **Diego Borja Ferreira**, em **10/02/2026 14:51:55** com chave **3063666806a911f198b4005056a537a4**.
- **Paulo Henrique Menezes Silva**, em **10/02/2026 14:54:58** com chave **9d2269f206a911f1ad9e005056a537a4**.
- **Lucas de Oliveira Zuniga**, em **10/02/2026 14:55:23** com chave **ac3c1db606a911f1b6bd005056a537a4**.

Este documento foi emitido pelo SUAP. Para comprovar sua autenticidade, faça a leitura do QRCode ao lado ou acesse https://suap.ifg.edu.br/comum/autenticar_documento/ e informe os dados a seguir.

Tipo de Documento: Ata de Projeto Final

Data da Emissão: 10/02/2026

Código de Autenticação: db6a9a





INSTITUTO FEDERAL
Goiás

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
SISTEMA INTEGRADO DE BIBLIOTECAS

TERMO DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAÇÃO NO REPOSITÓRIO DIGITAL DO IFG - ReDi IFG

Com base no disposto na Lei Federal nº 9.610/98, AUTORIZO o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, a disponibilizar gratuitamente o documento no Repositório Digital (ReDi IFG), sem ressarcimento de direitos autorais, conforme permissão assinada abaixo, em formato digital para fins de leitura, download e impressão, a título de divulgação da produção técnico-científica no IFG.

Identificação da Produção Técnico-Científica

- | | |
|--|---|
| ☐ Tese | ☐ Artigo Científico |
| ☐ Dissertação | ☐ Capítulo de Livro |
| ☐ Monografia – Especialização | ☐ Livro |
| ☒ TCC - Graduação | ☐ Trabalho Apresentado em Evento |
| ☐ Produto Técnico e Educacional - Tipo: _____ | |

Nome Completo do Autor: Ana Carolina Diniz Januario

Matrícula: 20211060130102

Título do Trabalho: Estudo comparativo de pilares de concreto armado reforçados com aumento da seção parcial com diferentes tipos de conectores

Autorização - Marque uma das opções

1. ☒ Autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG (acesso aberto);
2. ☐ Autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG somente após a data ____/____/____ (Embargo);
3. ☐ Não autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG (acesso restrito).

Ao indicar a opção **2 ou 3**, marque a justificativa:

- ☐ O documento está sujeito a registro de patente.
☐ O documento pode vir a ser publicado como livro, capítulo de livro ou artigo.
☐ Outra justificativa: _____

DECLARAÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO NÃO-EXCLUSIVA

O/A referido/a autor/a declara que:

- i. o documento é seu trabalho original, detém os direitos autorais da produção técnico-científica e não infringe os direitos de qualquer outra pessoa ou entidade;
- ii. obteve autorização de quaisquer materiais inclusos no documento do qual não detém os direitos de autor/a, para conceder ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás os direitos requeridos e que este material cujos direitos autorais são de terceiros, estão claramente identificados e reconhecidos no texto ou conteúdo do documento entregue;
- iii. cumpriu quaisquer obrigações exigidas por contrato ou acordo, caso o documento entregue seja baseado em trabalho financiado ou apoiado por outra instituição que não o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás.

Anápolis
Local

, 11/02//2026.
Data



Documento assinado digitalmente
ANA CAROLINA DINIZ JANUARIO
Data: 11/02/2026 13:53:34-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Assinatura do Autor e/ou Detentor dos Direitos Autorais

Dedico a todos que fizeram e fazem parte de minha vida, em especial minha família e amigos.

RESUMO

Com o crescente número de estruturas degradadas e por consequência o aumento da necessidade de reabilitação, o reforço estrutural torna-se uma solução eficaz para garantir a segurança e a durabilidade das edificações. Entre as técnicas mais adotadas, destaca-se o encamisamento com concreto e armaduras adicionais, cuja eficácia depende da boa aderência entre o concreto antigo e o novo, muitas vezes promovida por conectores metálicos. A pesquisa teve como objetivo geral avaliar o desempenho de pilares reforçados com aumento de seção transversal e armaduras com conectores, considerando a capacidade de carga, rigidez e modos de ruptura, levando em consideração o impacto do uso de diferentes tipos de conectores. Para isso, realizou-se uma revisão bibliográfica de estudos experimentais de autores como Takeuti (1999), Omar (2006), Sahb (2008), Nascimento (2009), Marques (2014), Ferreira (2014) e Virgens (2015), que investigaram o comportamento de pilares submetidos à flexo-compressão com diferentes configurações de reforço. A análise dos resultados apontou que, embora o reforço proporciona aumento expressivo de resistência e rigidez, há necessidade de aprimoramento na forma de ruptura para garantir maior segurança estrutural. A aderência entre os concretos e a ancoragem dos conectores mostraram-se fundamentais nesse processo. Conectores do tipo parafuso chumbador, conectores tipo pino e estribos abertos foram empregados com variações de desempenho, indicando que a taxa e a distribuição desses elementos influenciam diretamente na eficácia do reforço. Conclui-se que o reforço de pilares por encamisamento parcial é uma técnica eficiente, desde que realizada com controle rigoroso dos materiais e atenção especial à interface entre os concretos.

Palavras-chave: Reforço estrutural; encamisamento; conectores metálicos; pilares.

ABSTRACT

With the growing number of degraded structures and the consequent increased need for rehabilitation, structural reinforcement becomes an effective solution to ensure the safety and durability of buildings. Among the most common techniques is concrete casing and additional reinforcement, whose effectiveness depends on good adhesion between the old and new concrete, often provided by metal connectors. The overall aim of the research was to evaluate the performance of columns reinforced with increased cross-section and reinforcement with connectors, considering load capacity, stiffness and failure modes, taking into account the impact of using different types of connectors. To this end, a literature review was carried out of experimental studies by authors such as Takeuti (1999), Omar (2006), Sahb (2008), Nascimento (2009), Marques (2014), Ferreira (2014) and Virgens (2015), who investigated the behavior of columns subjected to flexion-compression with different reinforcement configurations. Analysis of the results showed that although the reinforcement provides a significant increase in strength and stiffness, there is a need to improve the form of rupture to ensure greater structural safety. The adherence between the concretes and the anchoring of the connectors proved to be fundamental in this process. Anchor bolt type connectors, pin type connectors and open stirrups were used with varying performance, indicating that the rate and distribution of these elements directly influences the effectiveness of the reinforcement. The conclusion is that reinforcing columns by partial encasement is an efficient technique, as long as it is carried out with strict control of the materials and special attention to the interface between the concretes.

Keywords: Structural reinforcement; encasement; metal connectors; columns.

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAA	Concreto Auto-Adensável
FRP	Polímero Reforçado com Fibra
NBR	Normas Brasileiras Regulamentadoras
UFG	Universidade Federal de Goiás
VUP	Vida Útil de Projeto

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 - Pilar com flambagem.....	9
Figura 02 - Proteção contra flambagem das barras.....	9
Figura 03 - Casos de excentricidade de 1ª ordem.....	11
Figura 04 - Sequência de fotos de encamisamento de pilar.....	14
Figura 05 - Reparo estrutural ocasionado pela desagregação do concreto.....	15
Figura 06 - Recuperação Estrutural de Pilares.....	16
Figura 07 - Reforço com elementos metálicos.....	16
Figura 08 - Reforço de pilar com lâmina de fibras de carbono.....	17
Figura 09 - Reforço de vigas (flexão e cisalhamento) e lajes (flexão) com lâmina de fibras de carbono.....	17
Figura 10 - Reforço em aberturas de viga para passagem de tubulações.....	18
Figura 11 - Alívio de carga em pilar por meio de protensão.....	18
Figura 12 - Configurações de reforço por meio de aumento da seção transversal..	20
Figura 13 - Transferência de tensões: (a) por atrito entre as superfícies; (b) por ação mecânica.....	21
Figura 14 - Tensões na interface devido ao deslizamento relativo.....	22
Figura 13 - Dimensões dos pilares originais e de referência (mm).....	23
Figura 14 - Detalhamento das armaduras dos pilares originais e de referência..	24
Figura 15 - Modelo de chumbador utilizado.....	26
Figura 16 - Disposição dos chumbadores nos pilares.....	27
Figura 17 - Conector utilizado na reforço dos pilares.....	30
Figura 18 - Posicionamento dos estribos na face comprimida do pilar, unidades em mm.....	31
Figura 19 - Esquema do sistema de ensaio.....	32
Figura 20 - Características dimensionais dos pilares original e reforçado.....	35
Figura 21 - Características das seções transversais dos pilares.....	35
Figura 22 - Detalhamento dos chumbadores nos pilares.....	36
Figura 23 - Detalhe da colocação do chumbados em três pilares diferentes.....	37
Figura 24 - Dimensões do pilar original (mm).....	39
Figura 25 - Seção transversal dos pilares (mm).....	40
Figura 26 - Detalhamento das armaduras (mm).....	40
Figura 4.17 - a) parafuso completo, b) parafuso cônico, c) jaqueta, d) porca, d) arruela.....	41
Figura 28 - Detalhamento do posicionamento dos chumbadores nos pilares.....	41
Figura 29 - Dimensões e nomenclatura das faces dos pilares.....	44
Figura 30 - Parafuso chumbador tipo AF 5/16X80.....	46
Figura 31 - Parafuso chumbador modelo PBA 5/16X3.1/-C/P.....	46
Figura 32 - Chapa metálica com três pinos conectores de cisalhamento.....	46
Figura 33 - Gráfico Carga x Tch%.....	54
Figura 34 - Gráfico Carga x Tch%: Taxa de 0 a 0,24%.....	55

Figura 35 - Gráfico Carga x Tch%: Taxa de 0,25 a 0,49%.....	56
Figura 36 - Gráfico Carga x Tch%: Taxa de 0,5 a 0,755.....	57
Figura 37 - Gráfico Carga x Dmáx.....	58
Figura 38 - Gráfico Carga x Dmáx: Taxa de 0,00 a 0,24%.....	59
Figura 39 - Gráfico Carga x Dmáx: Taxa de 0,25 a 0,49%.....	60
Figura 40 - Gráfico Carga x Dmáx: Taxa de 0,50 a 0,75%.....	61
Figura 41 - Gráfico Carga x $\epsilon_{cmáx}$	62
Figura 42 - Gráfico Carga x $\epsilon_{cmáx}$: Taxa de 0,00 a 0,24%.....	63
Figura 43 - Gráfico Carga x $\epsilon_{cmáx}$: Taxa de 0,25 a 0,49%.....	64
Figura 44 - Gráfico Carga x $\epsilon_{cmáx}$: Taxa de 0,45 a 0,75%.....	65
Figura 45 - Gráfico Carga x $\epsilon_{smáx}$	66
Figura 46 - Gráfico Carga x $\epsilon_{smáx}$: Taxa de 0,00 a 0,24%.....	67
Figura 47 - Gráfico Carga x $\epsilon_{smáx}$: Taxa de 0,25 a 0,49%.....	68
Figura 48 - Gráfico Carga x $\epsilon_{smáx}$: Taxa de 0,50 a 0,75%.....	69
Figura 49 - Diagrama de Momento Fletor $\times$ Curvatura.....	70

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 - Forças e momentos máximos.....	24
Tabela 02 - Forças e momentos máximos.....	27
Tabela 03 - Cargas, deformações, deslocamentos e modos de ruptura.....	32
Tabela 04 - Cargas, deformações, deslocamentos e modos de ruptura.....	37
Tabela 05 - Cargas, deformações, deslocamentos e modos de ruptura.....	42
Tabela 06 - Características e nomenclatura dos pilares ensaiados.....	45
Tabela 07 - Cargas e modo de ruptura.....	47
Tabela 08 - Pilares Selecionados.....	50
Tabela 09 - Tabela comparativa 01.....	51
Tabela 10 - Tabela comparativa 02.....	53

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c	Área da seção transversal de concreto
$A_{s,máx}$	Área máxima da armadura longitudinal
$A_{s,min}$	Área mínima da armadura longitudinal
b	Menor dimensão da seção transversal do pilar
e_i	Excentricidade inicial
e_{max}	Espaçamento máximo entre eixos das barras longitudinais ou do centro do feixe de barras
$e_{mín}$	Espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais
f_{ck}	Resistência Característica do Concreto à Compressão
f_{yd}	Resistência de cálculo de início de escoamento do aço
h	Altura da seção transversal do pilar na direção considerada
i	Raio de giração da seção transversal
l_e	Comprimento efetivo de flambagem do pilar
M_d	Momento fletor de cálculo
N	Força normal
N_d	Força normal de cálculo
γ_n	Coefficiente de Segurança Adicional
ρ	Taxa de armadura longitudinal
λ	Índice de esbeltez do pilar
ϕ	Diâmetro da armadura longitudinal
ϕ_t	Diâmetro da armadura transversal

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	6
2. OBJETIVOS.....	8
2.1. GERAL.....	8
2.2. ESPECÍFICOS.....	8
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	8
3.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE PILARES.....	8
3.1.1. Flambagem.....	8
3.1.3. Flexo-Compressão.....	10
3.1.2. Excentricidade.....	10
3.1.4. Recomendações da NBR 6118.....	12
3.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS.....	13
3.2.1. Vida Útil.....	13
3.2.2. Durabilidade.....	14
3.2.3. Reforço estrutural.....	14
3.2.4. Reparo.....	15
3.2.5. Recuperação.....	15
3.3. TÉCNICAS DE REFORÇO ESTRUTURAL.....	16
3.3.1. Uso de elementos de aço.....	16
3.3.2. Uso de materiais compósitos.....	17
3.3.3. Uso de protensão.....	18
3.3.4. Uso de concreto.....	19
3.3.5. Aderência entre superfícies.....	20
4. ESTUDOS COM PILARES REFORÇADOS.....	22
4.1. OMAR (2006).....	22
4.2. SAHB (2008).....	25
4.3. NASCIMENTO (2009).....	29
4.4. MARQUES (2014).....	34
4.5. FERREIRA (2014).....	38
4.6. VIRGENS (2015).....	43
5. METODOLOGIA.....	48
5.1. CRITÉRIOS DE SELEÇÃO DOS ESTUDOS.....	48
5.2. PARÂMETROS A SEREM AVALIADOS.....	49
5.3. ORGANIZAÇÃO DA ANÁLISE.....	49
5.4. TÉCNICAS DE COMPARAÇÃO.....	50
6. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	50
6.1. PILARES SELECIONADOS.....	50
6.2. TABELAS COMPARATIVAS.....	51
6.2.1. Carga e Conectores.....	51
6.2.2. Cargas e Deslocamentos.....	52
6.3. CARGAS DE RUPTURA E TAXA DE CONECTORES.....	54

6.4. CARGAS DE RUPTURA E DESLOCAMENTO HORIZONTAL MÁXIMO.....	57
6.5. CARGAS DE RUPTURA E DEFORMAÇÃO MÁXIMA NO CONCRETO.....	61
6.6. CARGAS DE RUPTURA E DEFORMAÇÃO MÁXIMA NO AÇO.....	65
6.7. RELAÇÃO MOMENTO-CURVATURA.....	69
7. CONCLUSÕES.....	71
7.1. COMPORTAMENTO CARGA X TAXA DE CONECTORES.....	72
7.2. COMPORTAMENTO CARGA X DESLOCAMENTO HORIZONTAL MÁXIMO..	72
7.3. COMPORTAMENTO CARGA X DEFORMAÇÃO MÁXIMA NO CONCRETO...	73
7.4. COMPORTAMENTO CARGA X DEFORMAÇÃO MÁXIMA NO AÇO.....	73
8. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	74
REFERÊNCIAS.....	75

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, a demanda por recuperação e reforço estrutural tem crescido significativamente, principalmente devido à deterioração prematura de elementos estruturais causada por fatores como má execução, uso de materiais inadequados, alterações de carga e ausência de manutenção. Em muitos casos, essas deficiências comprometem a segurança das edificações e exigem intervenções que estabeleçam ou ampliem a capacidade resistente da estrutura.

Entre as diversas soluções disponíveis, Ferreira (2014) destaca que o reforço de pilares por encamisamento com concreto e armaduras adicionais é o meio indicado pela sua simplicidade de aplicação, eficiência e viabilidade técnica. Essa técnica consiste na adição de uma nova camada de concreto, geralmente com armaduras suplementares, promovendo o aumento da seção transversal e o confinamento da peça original. Para garantir a efetiva aderência entre o concreto antigo e o novo, é necessário assegurar uma boa aderência na interface, o que pode ser alcançado por meio de conectores metálicos, ancoragens e técnicas de preparação da superfície.

De acordo com Marques (2014), para que um elemento estrutural reforçado por encamisamento apresente um desempenho eficaz, é essencial assegurar a adequada transferência de esforços na região da interface entre o concreto existente e o novo, essa transferência ocorre por três vias principais: adesão, atrito e ação mecânica. Para garantir o bom desempenho na transferência é ideal a utilização de armaduras adicionais, os conectores fazem esse papel garantindo a eficácia da ligação entre o concreto existente e o novo.

Sahb (2008) demonstrou em sua pesquisa a possibilidade de aumentar a carga de ruptura em pilares reforçados, realizando o encamisamento da peça através de uma nova camada de concreto auto-adensável e chumbadores metálicos atuando como armadura com o efeito de costura para ampliar a resistência da junta formada pelo contato entre o novo concreto e o substrato.

A importância do estudo de pilares reforçados está relacionada à necessidade de embasamento técnico para tomadas de decisão no campo da reabilitação estrutural. A avaliação do comportamento desses elementos permite identificar os

ganhos de resistência, rigidez e os modos de ruptura, oferecendo subsídios para o dimensionamento e execução de reforços seguros e eficientes.

Diante disso, o presente trabalho tem como objetivo a análise comparativa do comportamento de pilares de concreto armado reforçados com aumento de seção e uso de diferentes tipos de armaduras adicionais (conectores metálicos). Utilizando de revisão bibliográfica por meio dos estudos experimentais orientados pelo professor Ronaldo Barros Gomes, e realizados na UFG, para compreender a influência das diferentes técnicas de reforço na melhoria do desempenho estrutural dos pilares.

2. OBJETIVOS

2.1. GERAL

Essa pesquisa tem como objetivo geral avaliar e comparar o comportamento de pilares de concreto armado que foram reforçados por meio do aumento da sua seção transversal e pelo implemento de armaduras com conectores.

2.2. ESPECÍFICOS

Como objetivos específicos tem-se:

Analisar o impacto do uso de diferentes tipos de conectores na capacidade de carga de pilares de concreto armado reforçados com aumento de seção.

Analisar a variação na rigidez dos pilares reforçados, considerando as intervenções realizadas na seção transversal e a presença de conectores.

Analisar os modos de ruptura apresentados pelos pilares reforçados, com foco na influência dos diferentes tipos de conexão entre o concreto novo e o existente.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE PILARES

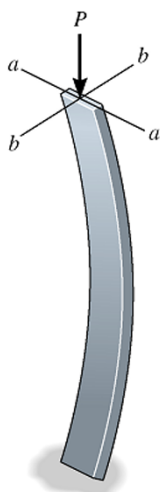
A NBR 6118:2023 define pilar como um elemento linear da estrutura com comprimento longitudinal pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal, solicitado predominantemente à compressão normal, e que transmite esforços para outros elementos estruturais, principalmente para as fundações.

3.1.1. Flambagem

De acordo com textos, definições e recomendações da NBR 6118:2023, flambagem pode ser definida como um fenômeno de instabilidade estrutural em peças esbeltas caracterizado pela perda súbita da capacidade resistente de um elemento comprimido, em razão do deslocamento lateral excessivo causado por esforços de compressão combinados com excentricidades ou imperfeições geométricas.

A flambagem tende a ocorrer em torno do eixo principal da seção transversal com o menor momento de inércia, ou seja, o eixo menos rígido. No caso do pilar ilustrado na Figura 01, a flambagem ocorre ao redor do eixo a-a, e não do eixo b-b, pois o eixo a-a apresenta menor resistência à flexão.

Figura 01 - Pilar com flambagem

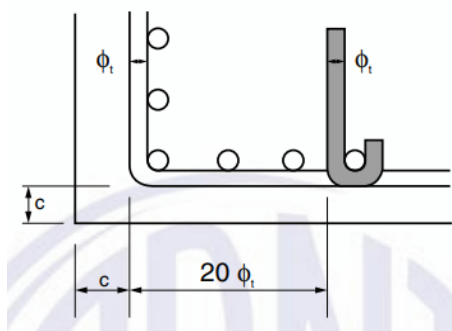


Fonte: Universidade Federal de Pelotas- Resistência dos materiais II (2015)

A instabilidade também pode ocorrer nas armaduras longitudinais dos pilares, por conta da esbeltez das barras que acompanham a altura do pilar. Para evitar essa

deformação é utilizado armaduras transversais, ilustradas da Figura 02, elas mantêm as distâncias das barras longitudinais iguais às definidas em projeto e execução, garantindo a costura das emendas das barras longitudinais nos pilares e evitando a flambagem das barras.

Figura 02 - Proteção contra flambagem das barras



Fonte: NBR 6118 - 2023

3.1.3. Flexo-Compressão

A NBR 6118:2023 define a flexo-compressão como a solicitação simultânea de força Normal (N) e Momento Fletor (M). Diferente da compressão centrada, a força normal atua com uma excentricidade em relação ao centro de gravidade da seção, gerando uma distribuição não uniforme de tensões.

Nessas condições, há maior compressão em uma borda e menor compressão na oposta, podendo surgir trações quando o momento é elevado, o que exige a consideração conjunta desses esforços na verificação da segurança e das deformações do elemento estrutural.

Assim, a flexo-compressão ocorre quando um elemento estrutural de concreto é submetido simultaneamente à compressão e à flexão, exigindo que se considerem os efeitos combinados desses esforços na verificação da segurança e da deformação do elemento.

3.1.2. Excentricidade

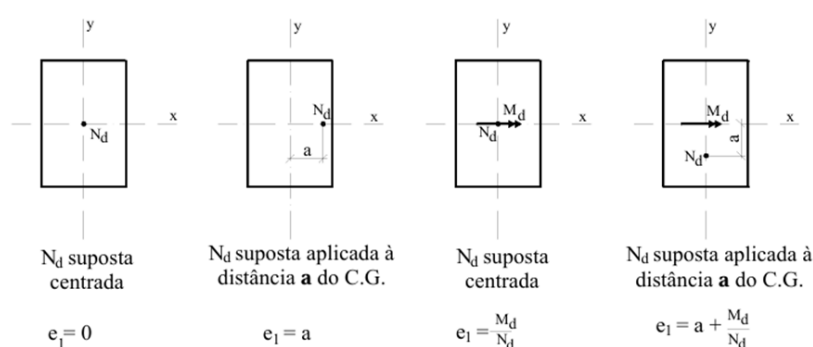
A excentricidade é definida pela NBR 6118:2023 como a distância entre a linha de ação da força normal resultante e o centroide da seção transversal considerada, e é dividida em excentricidade de 1º ordem e 2º ordem.

- Excentricidade de 1º ordem:

Os efeitos de primeira ordem são avaliados com as cargas aplicadas na configuração geométrica inicial da estrutura. Eles decorrem da excentricidade da força normal, causada pela presença de momentos fletores ao longo do pilar ou pelo deslocamento do ponto de aplicação da força em relação ao centro de gravidade da seção.

A Figura 03 mostra os possíveis casos de excentricidade de 1ª ordem, considerando a força normal de cálculo N_d e o momento fletor de cálculo M_d .

Figura 03 - Casos de excentricidade de 1ª ordem



Fonte: BASTOS, 2004

Para o dimensionamento de pilares é calculado e levado em consideração as excentricidades inicial e acidental, que somadas formam a excentricidade de 1º ordem

- Excentricidade inicial: calculada pelas cargas aplicadas considerando a geometria de estrutura

$$e_i = \frac{M_d}{N_d} \quad (1)$$

- Excentricidade acidental: valor empírico que leva em consideração as incertezas da carga aplicada

- Excentricidade de 2º ordem:

Os efeitos de segunda ordem surgem quando o equilíbrio é avaliado na configuração deformada da estrutura. Eles estão associados à excentricidade adicional, relacionada à possibilidade de flambagem, especialmente em pilares medianamente esbeltos (índice de esbeltez entre 35 e 90). Segundo a NBR 6118:2023, as deformações podem tornar os eixos das barras não retilíneos,

gerando efeitos locais de segunda ordem que aumentam os esforços solicitantes e podem levar à ruptura por flexão associada à compressão axial.

Assim, os esforços solicitantes causados pelos efeitos de 2º ordem podem ocorrer a ruptura da peça quando essa sofre flexão transversalmente devido à compressão axial.

3.1.4. Recomendações da NBR 6118

A NBR 6118:2023 estabelece que a seção transversal dos pilares, independentemente de sua forma, deve possuir dimensão mínima de 19 cm, correspondente a uma área mínima de 360 cm².

Em situações especiais, a norma permite a redução dessa dimensão para valores entre 14 cm e 19 cm, desde que seja aplicado um coeficiente de segurança adicional (Y_n) ao esforço de cálculo, de forma a compensar a diminuição da seção resistente. Esse coeficiente pode ser obtido por expressão específica (2) ou por valores tabelados exibidos na tabela 13.1 da própria norma.

$$Y_n = 1,95 - 0,05 * b \quad (2)$$

A redução da dimensão do pilar para 14cm é admitida, por exemplo, em edificações de pequeno porte, pilares com baixa responsabilidade estrutural, interferências arquitetônicas ou quando se utilizam concretos de alta resistência e armaduras adequadas. Em todos os casos, é obrigatório garantir confinamento eficiente, por meio de estribos mais próximos, além da verificação do índice de esbeltez e da qualidade da execução.

A armadura dos pilares também é pré estabelecida pela NBR 6118:2023, ela apresenta alguns valores limites para armaduras longitudinais e transversais em pilares, sendo elas:

- Armadura longitudinal:

- $A_{s,min} = \left(\frac{0,15 * N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 * A_c \quad (3)$

- $A_{s,máx} = 0,08 * A_c \quad (4)$

- Armadura transversal:

- para pilares com menor dimensão até 20 cm - ϕ 6,3 mm

- para pilares com menor dimensão maior que 20 cm - ϕ 8 mm

A NBR 6118:2023 recomenda o uso de estribos ou grampos complementares quando as barras longitudinais estiverem muito afastadas do vértice do estribo, com o objetivo de evitar a flambagem das barras e garantir a estabilidade do conjunto.

Outro aspecto fundamental é a verificação da esbeltez do pilar, que permite avaliar a suscetibilidade à flambagem e a necessidade de considerar os efeitos de segunda ordem. O índice de esbeltez é calculado pela expressão (5)

$$\lambda = \frac{le}{i} \quad (5)$$

A NBR 6118:2023 ainda distingue efeitos globais, locais e localizados de segunda ordem. Os efeitos globais estão associados ao deslocamento da estrutura como um todo; os locais referem-se à amplificação de momentos em um pilar isolado; e os localizados ocorrem em regiões específicas do elemento, como em pilares-parede ou trechos com maior curvatura, podendo demandar verificação adicional e reforço da armadura transversal.

A norma estabelece que, para índices de esbeltez menores ou iguais a 35, esses efeitos de segunda ordem podem ser desprezados; para valores maiores que 35 devem ser obrigatoriamente considerados no dimensionamento

Por fim, a NBR 6118:2023 impõe a adoção de uma excentricidade mínima obrigatória, mesmo quando o cálculo indica compressão centrada, como forma de garantir a segurança estrutural frente às imperfeições geométricas e desvios inevitáveis presentes na execução das estruturas.

$$e_{mín} = e_{max} \left(\frac{h}{30,20mm} \right) \quad (6)$$

3.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS

3.2.1. Vida Útil

Segundo a ABNT NBR 15575:2013, a vida útil de projeto (VUP) é o período de tempo em que a edificação ou seus sistemas devem atender aos requisitos de desempenho estabelecidos, desde que submetidos a uso e manutenção adequados.

O conhecimento da vida útil de uma estrutura e de sua curva de deterioração são fatores importantes para a confecção de orçamentos reais para a obra e programas de manutenção, reparo e reforço adequados e realistas.

3.2.2. Durabilidade

De acordo com a ABNT NBR 6118:2023, a durabilidade é a capacidade da estrutura de manter, ao longo do tempo, seu desempenho funcional e estrutural, resistindo à ação de agentes agressivos do meio ambiente, sem apresentar deterioração que comprometam sua segurança ou funcionalidade.

Trata-se, portanto, da aptidão da construção para desempenhar as funções para as quais foi concebida durante um período determinado, sem a necessidade de gastos imprevistos com manutenção corretiva ou reabilitação

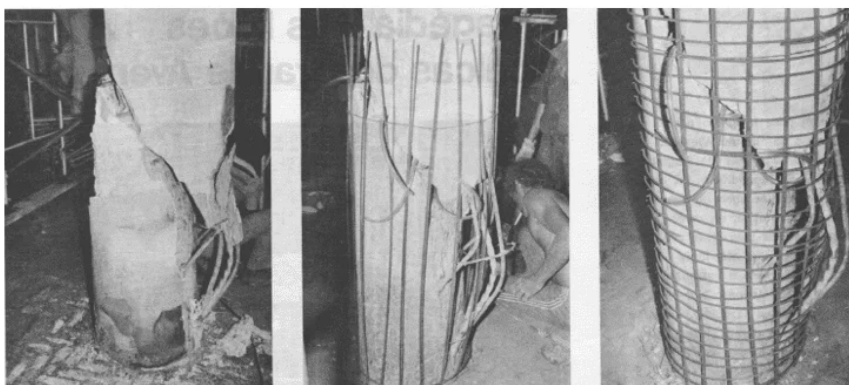
3.2.3. Reforço estrutural

O reforço de uma estrutura é utilizado para restaurar ou melhorar a capacidade de carga dos elementos, para garantir que a estrutura cumpra sua função. Esse método envolve a aplicação de técnicas e materiais específicos para aumentar a capacidade de carga, rigidez e durabilidade de uma determinada estrutura (BW Lopes Engenharia, 2024).

O reforço é utilizado quando se deseja corrigir problemas patológicos, aumentando a resistência ou ampliando a capacidade portante da estrutura.

Para realizar um reforço em uma estrutura é importante avaliar aspectos como a capacidade portante prevista em projeto, a integridade física da peça, seu estado de deformação e as propriedades dos materiais empregados. A Figura 04 mostra um exemplo desse reforço utilizando da técnica de encamisamento.

Figura 04 - Sequência de fotos de encamisamento de pilar

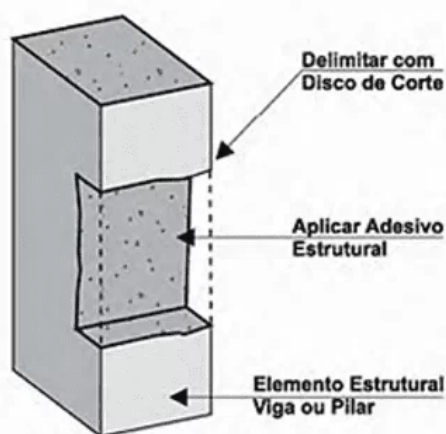


Fonte: Terzian (2014) - Núcleo do Conhecimento

3.2.4. Reparo

Segundo a ABNT NBR 9452:2019 o reparo consiste na recomposição das partes deterioradas da estrutura com técnicas e materiais compatíveis, visando à preservação da durabilidade e da segurança estrutural. Uma correção localizada da patologia sem ter o objetivo de aumentar a capacidade de resistência, a Figura 05 exemplifica o reparo por meio da aplicação de adesivo estrutural.

Figura 05 - Reparo estrutural ocasionado pela desagregação do concreto



Fonte: Marcelli (2007, p.119) - Núcleo do Conhecimento

3.2.5. Recuperação

A recuperação consiste em um processo técnico cujo objetivo é restabelecer total ou parcialmente as condições adequadas de funcionamento, segurança e durabilidade de uma estrutura ou de seus elementos (Figura 06).

Esse processo pode abranger a correção de danos físicos, a eliminação de agentes agressivos e a restauração das propriedades mecânicas e funcionais que tenham sido comprometidas ao longo do tempo em decorrência de ações ambientais, operacionais ou falhas construtivas.

Figura 06 - Recuperação Estrutural de Pilares



Fonte: M2P Engenharia

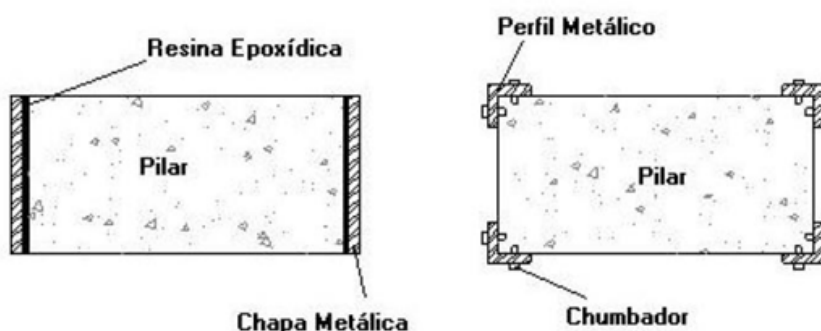
3.3. TÉCNICAS DE REFORÇO ESTRUTURAL

Diferentes técnicas de reforço de estruturas têm sido empregadas na indústria da construção civil. Qualquer técnica adotada requer a identificação das possíveis soluções, de forma a obter um sistema coerente com o ambiente em que se insere a estrutura

3.3.1. Uso de elementos de aço

Uma das técnicas de reforço mais utilizadas no Brasil consiste na colagem ou fixação de chapas ou perfis metálicos diretamente ao elemento estrutural. Essa solução é considerada simples e de execução rápida, sendo especialmente recomendada para intervenções emergenciais ou em casos em que não se desejam grandes modificações na geometria das peças (SOUSA e RIPPER, 1998). No reforço de pilares, o ganho em resistência e ductilidade ocorre principalmente pelo confinamento proporcionado pelas chapas e/ou perfis metálicos.

Figura 07 - Reforço com elementos metálicos



Fonte: RIGAZZO, 2003

3.3.2. Uso de materiais compósitos

Materiais poliméricos reforçados com fibras (FRP), como fibras de carbono ou vidro, têm sido amplamente utilizados no reforço de estruturas, com destaque para vigas, lajes e pilares. Ensaaios indicam significativo aumento de resistência e ductilidade. Rigazzo (2003) ressalta que o sucesso da aplicação depende de boa aderência entre o substrato e o compósito, e de correta aplicação das lâminas, especialmente em elementos curvos ou com geometrias complexas.

As principais técnicas de reforço com compósitos incluem: encamisamento (automatizado ou não) (Figura 08), reforço à flexão e cisalhamento (Figura 09) e reforços inseridos em sulcos previamente abertos no concreto, (Figura 10).

Figura 08 - Reforço de pilar com lâmina de fibras de carbono



Fonte: Sanvezzo et al. (2024)

Figura 09 - Reforço de vigas (flexão e cisalhamento) e lajes (flexão) com lâmina de fibras de carbono



Fonte: Machado. (2010)

Figura 10 - Reforço em aberturas de viga para passagem de tubulações.



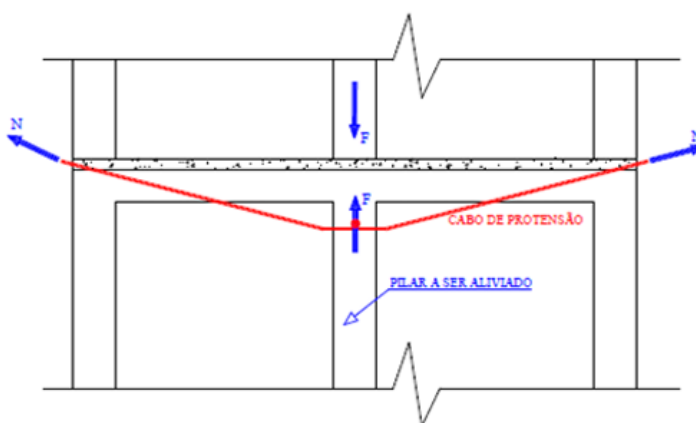
Fonte: Consórcio Expresso Monotrilho Leste (Queiroz Galvão/OAS)

3.3.3. Uso de protensão

De acordo com Takeuti (1999), a utilização da protensão como técnica de reforço representa uma solução alternativa, baseada no uso de cabos ou barras de aço associados ao processo de protensão, introduzindo uma força externa capaz de compensar a existência de indesejáveis acréscimos de tensões internas de um elemento estrutural. Essa abordagem tem como objetivo redistribuir os esforços atuantes nos pilares, aliviando especialmente aqueles que apresentam manifestações patológicas.

Um exemplo de aplicação é ilustrado na Figura 11, onde por meio da atuação de um elemento que promove a redistribuição de esforços, há o alívio do pilar comprometido, transferindo as cargas para os pilares adjacentes.

Figura 11 - Alívio de carga em pilar por meio de protensão



Fonte: SOUZA e RIPPER, 1998

3.3.4. Uso de concreto

O uso de concreto armado ou projetado para reforço estrutural é amplamente adotado na prática da engenharia civil, especialmente em pilares. Essa técnica, conhecida como encamisamento, consiste na adição de uma nova camada de concreto ao redor da seção existente, promovendo o aumento da área resistente, o confinamento do núcleo e o deslocamento do centro de carga, resultando em acréscimos significativos na capacidade de carga axial e na rigidez da estrutura.

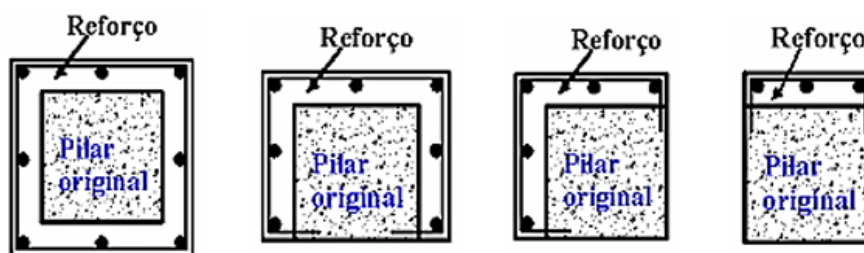
Apesar das vantagens, como baixo custo, familiaridade com a técnica e bom desempenho mecânico, o encamisamento apresenta desafios importantes. Dentre eles, destaca-se o aumento das dimensões dos elementos, o tempo necessário para cura do novo concreto e, principalmente, os riscos associados à aderência entre os concretos de idades diferentes. A eficiência do reforço está diretamente relacionada à qualidade da interface e à capacidade de transferência de tensões entre o concreto novo e o substrato original (NASCIMENTO, 2009).

Segundo Cánovas (1988), o encamisamento pode ser total ou parcial, e sua eficácia depende de uma execução cuidadosa, com preparo adequado da superfície, uso de armaduras suplementares e, quando necessário, aplicação de conectores metálicos. Esses dispositivos reforçam a interface e permitem que a seção reforçada atue de forma próxima a uma estrutura monolítica.

Takeuti (1999) demonstrou, em ensaios experimentais, que mesmo pequenos aumentos na espessura da camisa de concreto podem elevar substancialmente a resistência dos pilares, desde que a aderência entre os materiais seja garantida. Assim, embora o encamisamento seja uma técnica consagrada, sua aplicação requer critérios técnicos rigorosos para evitar a perda de eficiência e garantir o desempenho estrutural esperado.

Esse reforço pode ser executado com a aplicação de concreto ou graute ao redor de todo o contorno dos pilares, ou apenas em partes específicas, como pode ser visto na Figura 12.

Figura 12 - Configurações de reforço por meio de aumento da seção transversal



Fonte: TAKEUTI, 1999

3.3.5. Aderência entre superfícies

O termo aderência refere-se à capacidade de um material de se ligar ou se unir a outro, a capacidade de fixação do material de reparo ao substrato. Essa ligação é essencial para a transferência de esforços entre os materiais, garantindo o comportamento estrutural adequado da peça. Para casos de reforço por aumento da seção transversal a aderência entre os materiais de diferentes idades se torna o alvo de estudos.

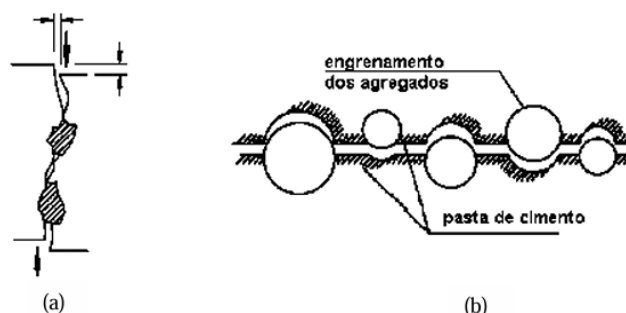
Em seus estudos Carasek (1996), explica que o mecanismo de aderência entre as superfícies da argamassa e dos substratos porosos ocorre em duas etapas distintas. A primeira etapa é a adesão inicial, que acontece quando a argamassa ainda está fresca e plástica, ao entrar em contato com o substrato poroso. A segunda etapa, que se desenvolve ao longo do tempo com as reações de hidratação dos aglomerantes e o consequente endurecimento da argamassa, é considerada a aderência propriamente dita.

3.3.5.1. Aderência por transferência pela superfície de contatos

Para uma melhor transferência das tensões entre substrato/reforço deve-se garantir a qualidade da interface entre eles. Esse tipo de aderência tem relação com a adesão, o atrito e o engrenamento entre os agregados.

Outro mecanismo de transferência ocorre por ação mecânica. Segundo Risso (2008), o engrenamento entre os agregados possibilita essa transferência, pois entre as superfícies em contato formam-se “dentes” que são submetidos a esforços de corte quando há deslizamento relativo na interface e entre concretos diferentes.

Figura 13 - Transferência de tensões: (a) por atrito entre as superfícies; (b) por ação mecânica



Fonte: RISSO, 2008

Diante disso, torna-se fundamental o adequado preparo da superfície que receberá a nova camada de concreto, de modo a assegurar a rugosidade necessária para a eficiência dos mecanismos de transferência e, consequentemente, para o estabelecimento de uma boa adesão.

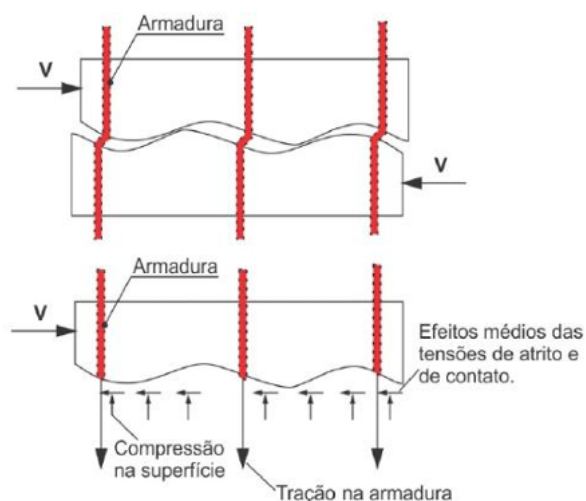
3.3.5.2. Aderência por transferência pela armadura

Além das camadas de concreto também são utilizados conectores de cisalhamento no reforço de uma seção, para resistir aos esforços cisalhantes e aumentar a aderência entre os materiais.

Os conectores podem produzir um efeito pino e/ou efeito de costura (Figura 14). O efeito pino surge quando a junta de concreto é solicitada por esforços de cisalhamento, resultando na tendência de deslizamento entre as partes em contato. O efeito costura contribui na resistência porque aumenta o atrito na interface, pois gera tensões normais que solicitam essas barras de aço

Segundo Sahb (2008), o uso de conectores de cisalhamento pode ser necessário quando a aderência nominal entre os materiais não é suficiente para resistir aos esforços atuantes. A transferência desses esforços para o concreto, por meio dos conectores, pode ocorrer por três formas principais: ancoragem mecânica, ancoragem por atrito ou ancoragem por aderência.

Figura 14 - Tensões na interface devido ao deslizamento relativo



Fonte: ALI e WHITE, 1999

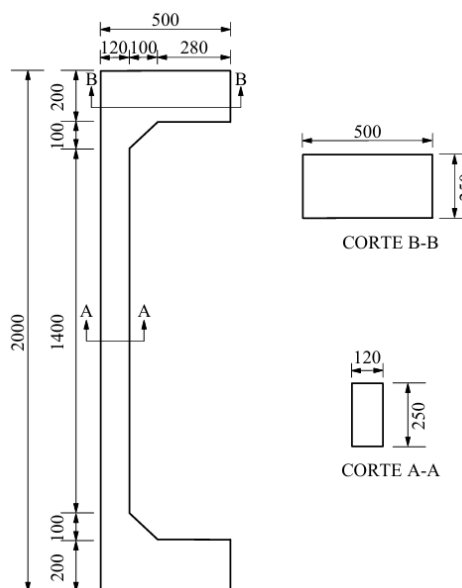
4. ESTUDOS COM PILARES REFORÇADOS

4.1. OMAR (2006)

O estudo desenvolvido por Omar (2006) abordou a verificação do aumento da capacidade portante de vários pilares de concreto armado reforçados com concreto auto-adensável (CAA) em diferentes faces de do elemento estrutural que estão submetidos a flexo-compressão reta.

O programa experimental de Omar (2006) foi feito em duas etapas. Na primeira foi confeccionado 8 pilares de concreto armado com dimensões de 120x250x2000 mm demonstrado na Figura 13, e foram moldados em concreto com resistência nominal à compressão aos 28 dias de 30MPa

Figura 13 - Dimensões dos pilares originais e de referência (mm)

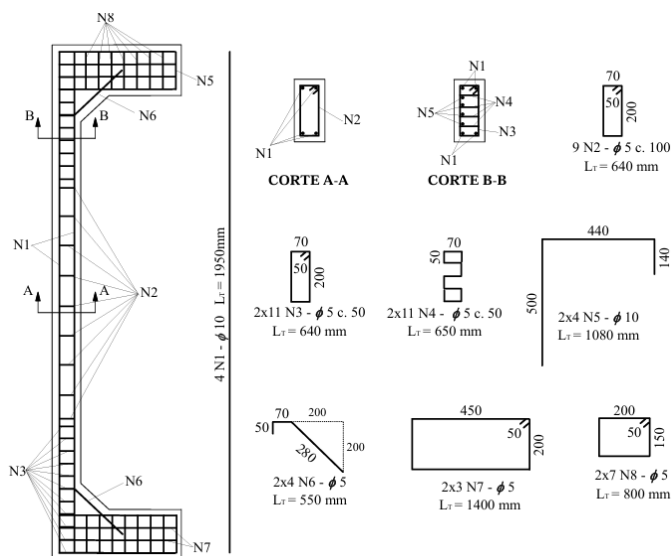


Fonte: OMAR (2006)

Na segunda etapa os pilares pré-carregados foram até o início do escoamento da armadura tracionada foram reforçados e re-ensaiados até a ruptura. Para o reforço foi utilizado um concreto auto-adensável (CAA) com resistência nominal à compressão aos 28 dias de 40MPa, e a execução do reforço envolveu a escarificação da superfície dos pilares por meio de apicoamento, instalação de conectores com o uso de resina epóxi e colagem de extensômetros de resistência elétrica nas armaduras de reforço.

Os pilares reforçados foram armados com barras de diâmetros variados, ϕ 10 mm e ϕ 12 mm, e com conectores em forma de estribos de diâmetro ϕ 5 mm. As camadas de concreto foram aplicadas em diferentes faces dos pilares, conforme demonstrado na Figura 14

Figura 14 - Detalhamento das armaduras dos pilares originais e de referência



Fonte: OMAR (2006)

Os pilares foram submetidos a ensaios com o uso de relógios comparadores para a medição dos deslocamentos, além de extensômetros de resistência elétrica instalados nas armaduras e no concreto para registrar as deformações correspondentes. A tabela 01 apresenta informações como a resistência do concreto, carga de ruptura, deformações máximas e o modo de ruptura observado.

Tabela 01 - Forças e momentos máximos

Pilar	f_c (MPa)	P_u (kN)	P_p (kN)	$e_{inicial}$ (mm)	$D_{máx} R3$ (mm)	e_{final} (mm)	$\epsilon_s máx$ (mm/m)	$\epsilon_c máx$ (mm/m)	M_u (kN.mm)	Modo de Ruptura
P1	30,5	130,1	-	60	20,35	80,35	3,13	-2,45	10.454	EE
P2	30,6	157,0	-	60	37,63	97,63	4,36	-4,69	15.328	EE
P3	30,6	-	114,5	60	17,05	77,05	2,36	-1,81	8.822	-
P4	30,7	-	110,1	60	14,08	74,08	2,40	-1,42	8.156	-
P5	30,7	-	139,5	60	16,47	76,47	2,30	-2,01	10.663	-
P6	30,8	-	129,8	60	14,94	74,94	2,20	-1,62	9.727	-
P7	25,1	-	108,5	60	22,71	82,71	2,25	-2,07	8.969	-
P8	25,1	-	123,0	60	19,02	79,02	2,45	-1,69	9.719	-

 f_c - Resistência do concreto no dia do ensaio; P_u - Carga de ruptura P_p - Carga de parada $e_{inicial}$ - Excentricidade inicial $D_{máx} R3$ - Deslocamento horizontal máximo e_{final} - Excentricidade final = $e_{inicial} + R3$ $\epsilon_s máx$ - Deformação máxima do aço tracionado $\epsilon_c máx$ - Deformação máxima do concreto comprimido M_u - Momento máximo = $P_u \cdot e_{final}$ ou $P_p \cdot e_{final}$ ϵ_v para ϕ 10,0 mm = 2,87 mm/m

EE = Escoamento do aço e esmagamento do concreto

Fonte: OMAR (2006)

Com base na análise carga x deslocamento Omar (2006) concluiu que o concreto auto-adensável como material de reforço se apresentou com resultados satisfatórios, moldando-se as peças sem que houvesse segregação e/ou o aparecimento de brocas. Em relação à aderência, o material de reforço trabalhou junto com o concreto original, aumentando a resistência dos pilares. O deslocamento só ocorreu nos pilares reforçados apenas na face comprimida, e apenas em cargas elevadas: 380 kN no pilar PC35 e 506 kN no PC55.

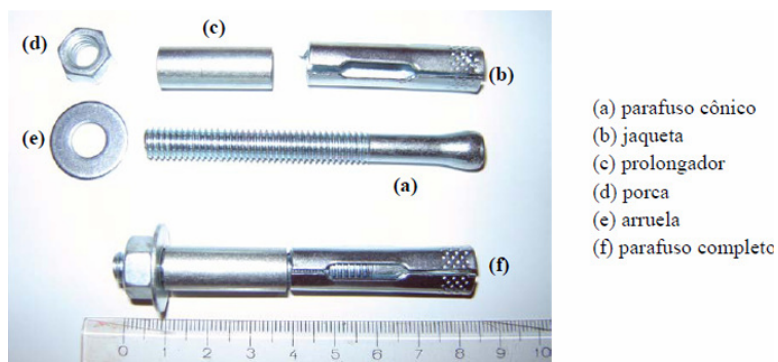
4.2. SAHB (2008)

A pesquisa de Sahb (2008) foi desenvolvida de forma semelhante a de Omar (2006) que com o objetivo de obter mais informações sobre o comportamento de pilares submetidos à flexo-compressão, propôs uma pesquisa experimental com pilares de seção retangular, reforçados na região comprimida com concreto auto-adensável e chumbadores, ensaiados sob flexo-compressão reta com excentricidade inicial de 60 mm.

As maiores diferenças entre as duas pesquisas é que Sahb (2008) utilizou parafusos chumbadores (Figura 15), em substituição aos conectores que funcionavam como estribos, e adição de uma camada de concreto apenas na região tracionada. Os pilares similares ensaiados por Sahb (2008) possuíam armadura de combate a retração.

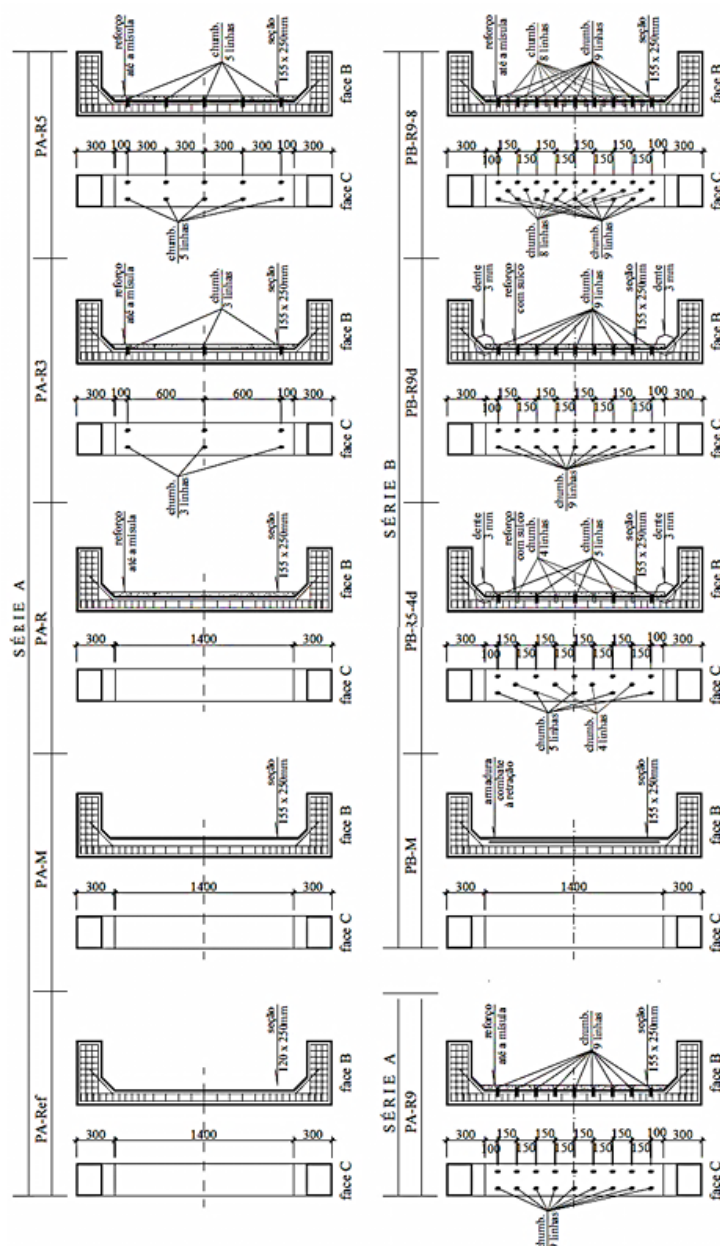
Na pesquisa foram ensaiado dez pilares divididos em duas séries, com seção transversal de 120x250x1200 mm. Os pilares foram reforçados na face comprimida com uma camada de concreto auto-adensável de 35 mm e os chumbadores foram distribuídos em diferentes posições e quantidades (Figura 16).

Figura 15 - Modelo de chumbador utilizado



Fonte: SAHB (2008)

Figura 16 - Disposição dos chumbadores nos pilares



Fonte: SAHB (2008)

Os pilares foram testados em um pórtico metálico instalado no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Goiás, em condições controladas de ensaio. O sistema experimental permitiu a aplicação adequada dos carregamentos e a observação do comportamento estrutural dos elementos ao longo do processo de solicitação. A Tabela 02 apresenta os resultados obtidos durante os ensaios, os

quais serviram de base para a análise do desempenho resistente e da influência das configurações adotadas em cada pilar.

Tabela 02 - Forças e momentos máximos

Pilar	P_u (kN)	f_c^{sub} (MPa)	f_c^{ref} (MPa)	E_c^{sub} (GPa)	E_c^{ref} (GPa)	ρ_{fin} (%)	T_{ch} (%)	$\epsilon_s^{m\acute{a}x}$ (mm/m)	$\epsilon_c^{m\acute{a}x}$ (mm/m)	Modo de Ruptura
PA-Ref	139,1	39,1	-	29,6	-	-	-	2,5	-3,04	EA;EC
PA-M	397,0	39,1	-	29,5	-	-	-	2,88	-3,68	EA;EC
PA-R	422,6	39,9	47,9	30,1	31,5	0,91	-	0,68	-2,32	DR
PA-R3	461,7	39,5	48,3	29,8	31,6	0,91	0,08	0,62	-2,16	DR
PA-R5	539,6	39,9	51,8	30,1	32,9	0,91	0,14	-0,12	-1,75	DR
PA-R9	553,4	39,9	52,0	30,1	33,0	0,91	0,25	-0,03	-1,37	DR
PB-M	613,0	51,7	-	35,2	-	-	-	1,41	=3,16	EC*
PB-R5-4d	205,0	41,0	51,7	29,2	35,3	0,91	0,20	-0,04	-0,64	DR
PB-R9d	225,0	41,1	52,2	31,0	35,4	0,91	0,25	-0,24	-0,48	DR
PB-R9-8	626,3	41,2	52,5	31,1	35,4	0,91	0,37	1,25	-2,68	EC;DR

*Pilares em que a leitura das deformações foram na carga anterior à de ruptura

P_u : Carga de ruptura

f_c^{sub} : Resistência do concreto do substrato na data do ensaio

f_c^{ref} : Resistência do concreto auto-adensável do reforço na data do ensaio

E_c^{sub} : Módulo de elasticidade do concreto do substrato na data do ensaio

E_c^{ref} : Módulo de elasticidade do concreto CAA do reforço na data do ensaio

ρ_{inic} : Taxa de armadura longitudinal inicial (antes do reforço)

ρ_{fin} : Taxa de armadura da seção composta após o reforço com uma camada de 35 mm de CAA

T_{ch} : Taxa de chumbadores ($(A_{ch} / A_{int}) \times 100$), onde A_{ch} é a somatória das áreas das seções transversais dos e A_{int} a área da interface entre substrato e reforço

$\epsilon_s^{m\acute{a}x}$: Deformação máxima registrada nas barras situadas na face tracionada ou menos comprimida, na região central do pilar

$\epsilon_c^{m\acute{a}x}$: Deformação máxima registrada no concreto comprimido da região central

ϵ_y : 2,95 mm/m: Deformação de início de escoamento obtida para o aço de 10 mm

ϵ_u : 3,0 mm/m: Deformação de esmagamento do concreto adotado pelo ACI 318M-02, para peças flexo-comprimidas

EA: Escoamento do aço; EC: Escoamento do concreto; EC*: Esmagamento do concreto com indícios de escoamento do aço; DR: Desplacamento do reforço

O estudo de Sahb (2008) mostrou que todos os pilares reforçados apresentaram maior carga de ruptura em comparação ao pilar de referência. Alguns pilares tiveram ruptura frágil com deslocamento da camada de reforço, especialmente nos de menor quantidade de chumbadores, embora esse deslocamento tenha sido retardado com o aumento dessa taxa.

Não houve ruptura por cisalhamento dos chumbadores. Quanto às deformações, poucas armaduras atingiram o escoamento à tração, e apenas um pilar reforçado (PB-R9-8) apresentou sinais de esmagamento do concreto na face mais comprimida, mas sem confirmação dessa forma de ruptura. Já os pilares monolíticos e o de referência apresentaram ruptura por esmagamento do concreto.

4.3. NASCIMENTO (2009)

A análise experimental feita por Nascimento(2009) deu sequência às pesquisas de Omar (2006) e Sahb (2008), assim foi feita a análise de pilares reforçados na região comprimida com o emprego de uma camada de concreto autoadensável, utilizando como conectores estribos abertos ancorados nos estribos já existentes no substrato das peças.

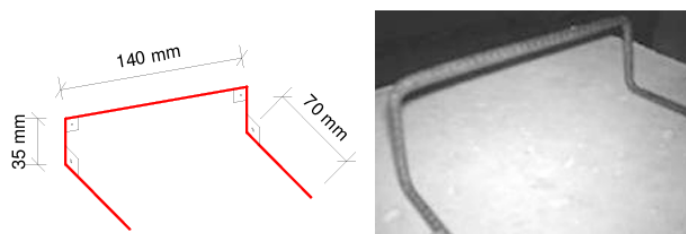
Nascimento (2009) moldou nove pilares de concreto armado, sendo esses ensaiados à flexo-compressão reta, com excentricidade de 60mm. Dois pilares foram utilizados como referência: um com as dimensões originais do pilar e outro moldado de forma monolítica com a mesma espessura de uma peça reforçada. Os demais pilares receberam, na face comprimida, uma camada de concreto autoadensável com 35 mm de espessura.

Todos os pilares ensaiados possuíam armadura longitudinal composta por quatro barras nervuradas de 10 mm de diâmetro, enquanto a armadura transversal era formada por estribos de 5 mm, com espaçamento de 100 mm na região central e menor nas extremidades da peça. A disposição das armaduras pode ser observada na Figura 14.

Os conectores foram posicionados de forma simétrica em relação ao eixo vertical do pilar, em posição externa alinhada ao estribo central da armadura de fretagem. Para garantir a ancoragem e a ligação entre os concretos, foram

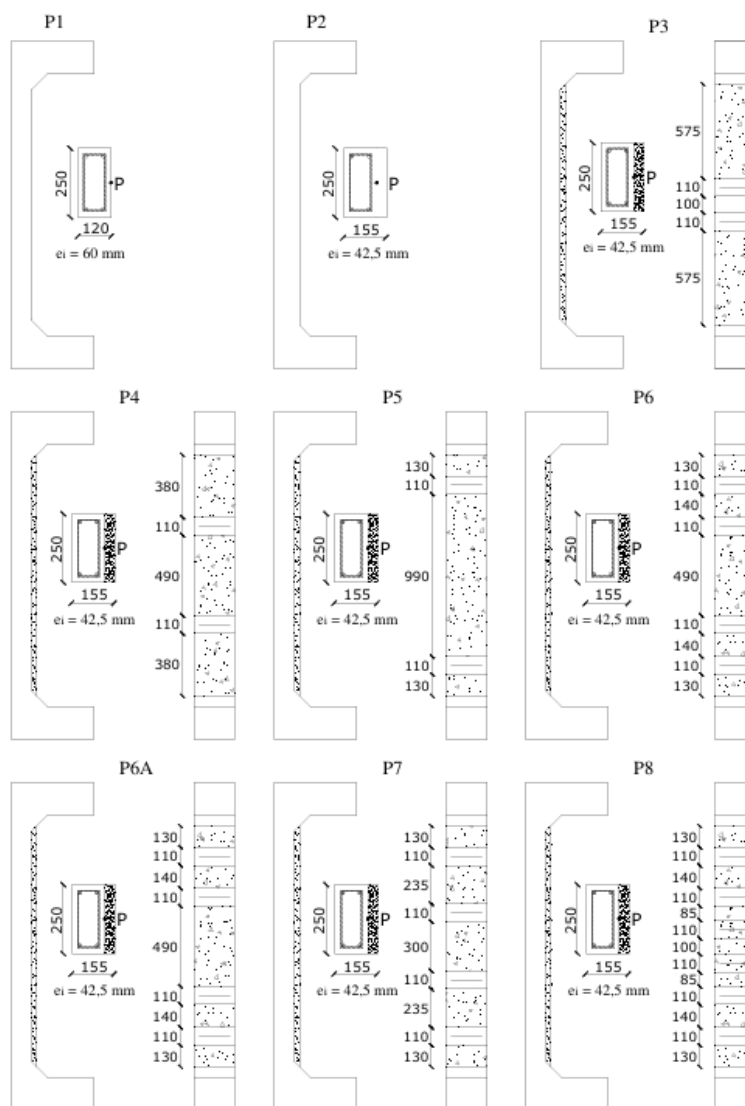
executados sulcos no substrato até a região dos estribos. O modelo e a distribuição dos conectores são apresentados nas Figuras 17 e 18, respectivamente.

Figura 17 - Conector utilizado na reforço dos pilares



Fonte: NASCIMENTO (2009)

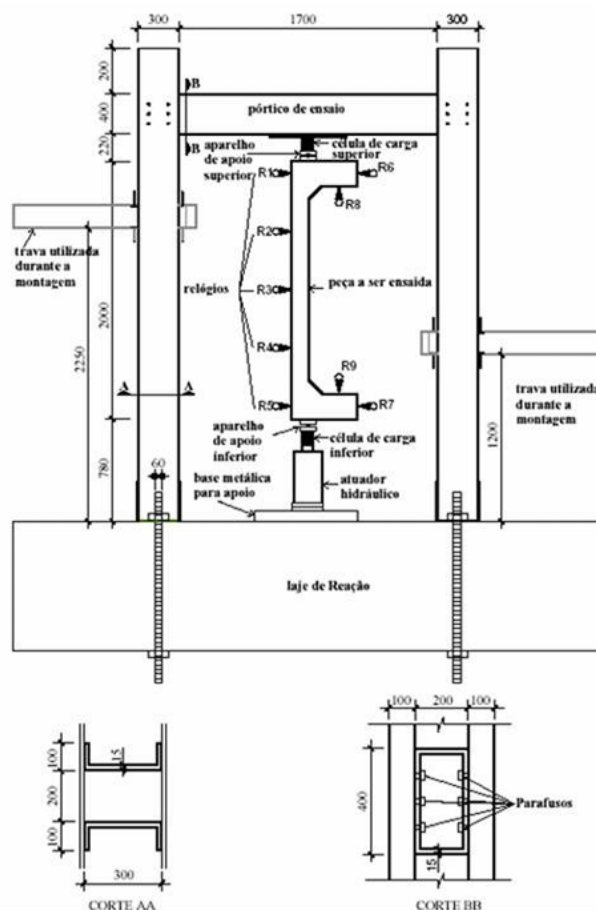
Figura 18 - Posicionamento dos estribos na face comprimida do pilar, unidades em mm



Fonte: NASCIMENTO (2009)

Os ensaios dos pilares foram realizados em um pórtico metálico ancorado com o uso de tirantes, no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia Civil da UFG. A Figura 19 apresenta o esquema do sistema de ensaio utilizado.

Figura 19 - Esquema do sistema de ensaio



Fonte: NASCIMENTO (2009)

A partir dos ensaios realizados, Nascimento (2009) determinou os valores das cargas de ruptura, bem como as resistências e os módulos de elasticidade dos concretos do substrato e do reforço na data de ensaio de cada modelo de pilar. Além disso, foram obtidas as excentricidades inicial e final, as deformações máximas registradas no aço e no concreto, assim como os modos de ruptura observados em cada elemento ensaiado. Todos esses resultados experimentais encontram-se sistematizados na Tabela 03, servindo de base para as análises desenvolvidas no estudo.

Tabela 03 - Cargas, deformações, deslocamentos e modos de ruptura

Pilar	P_u (kN)	f_c^{sub} (MPa)	f_c^{ref} (MPa)	E_c^{sub} (MPa)	E_c^{ref} (MPa)	$e_{inicial}$ (%)	$D_{máx}R3$ (mm)	e_{final} (mm)	$\epsilon_s^{máx}$ (mm/m)	$\epsilon_c^{máx}$ (mm/m)	Modo de Ruptura
P1	140	42,3	-	26,3	-	60	25,3	85,6	-3,3	2,7	EA
P2	450	42,3	-	26,3	-	42,5	17,7	60,2	-2,2	4,6	EC
P3	390	41,9	41,1	26,1	34,5	42,5	7,8	50,3	-1,7	2,9	DR
P4	470	42,0	41,6	26,2	34,9	42,5	7,5	50,0	-1,4	2,4	DR
P5	500	42,1	42,0	26,2	35,3	42,5	7,0	49,5	-0,8	2,1	DR
P6	370	42,2	42,3	26,3	35,5	42,5	11,6	54,1	-2,0	1,7	DR
P6A	430	37,8	33,4	26,5	26,7	42,5	14,0	56,0	-4,5	2,0	DR
P7	480	38,5	35,0	26,8	28,2	42,5	9,3	51,3	-4,3	-	DR
P8	520	38,2	34,5	26,7	27,7	42,5	4,8	47,3	-2,3	3,8	EC

P_u : Carga de ruptura

f_c^{sub} : Resistência do concreto do substrato na data do ensaio

f_c^{ref} : Resistência do concreto do reforço na data do ensaio

E_c^{sub} : Módulo de elasticidade do concreto do substrato na data do ensaio

E_c^{ref} : Módulo de elasticidade do concreto do reforço na data do ensaio

$e_{inicial}$: Excentricidade inicial

$D_{máx}R3$: Deslocamento horizontal máximo na posição do R3

e_{final} : Excentricidade final de ensaio = $e_{inicial} + D_{máx}R3$

$\epsilon_s^{máx}$: Deformação máxima do aço tracionado

$\epsilon_c^{máx}$: Deformação máxima do concreto comprimido

ϵ_y : 2,42 mm/m: Deformação de escoamento para o aço de $\phi = 10,0$ mm

ϵ_u : 3,0 mm/m: Deformação de esmagamento do concreto adotado pelo ACI 318M-02, para peças flexo-comprimidas

EA: Escoamento do aço; EC: Escoamento do concreto; DR: Desplacamento do reforço

Fonte: NASCIMENTO (2009)

Nascimento (2009) concluiu que, além da quantidade, a localização dos conectores entre o substrato e o reforço é fundamental para garantir o aumento de resistência e influenciar o modo de ruptura. Observou-se que quanto mais próximo do centro do pilar o conector estiver posicionado, maior será o deslocamento horizontal registrado na metade da altura do elemento.

Reforçar um pilar submetido à flexo-compressão com conectores posicionados mais afastados do centro permite alcançar valores satisfatórios de carga de ruptura, mas não assegura, por si só, um modo de ruptura seguro. Para isso, é essencial respeitar um espaçamento mínimo entre os conectores, o que garante o comportamento monolítico da peça e evita o deslocamento do concreto de reforço.

Com base no bom desempenho do pilar reforçado P8, o Nascimento (2009) recomenda, para as condições do estudo, que o espaçamento entre os conectores não ultrapasse 250 mm.

4.4. MARQUES (2014)

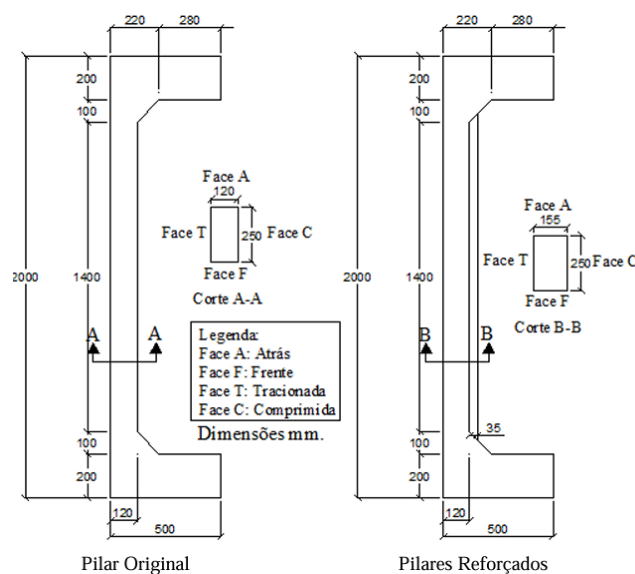
Marques (2014) realizou os ensaios de seu programa experimental na EEC/UFG, e para isso foi firmada uma parceria com os pesquisadores FERREIRA, D. B. e VIRGENS, J. P.

As dimensões dos pilares ensaiados por Marques (2014) foram baseadas nos modelos previamente testados por Sahb (2008). No total, foram ensaiados oito pilares, todos com altura de 2000mm, divididos em três categorias: pilar original, pilar referência e pilar reforçado.

O pilar original corresponde ao elemento com dimensões anteriores ao reforço. O pilar referência apresenta as dimensões finais após o reforço, porém foi moldado em uma única etapa de concretagem. Já o pilar reforçado possui as mesmas dimensões do pilar referência, mas foi executado em duas etapas: a primeira corresponde ao pilar original e a segunda à adição do reforço, resultando na geometria final. Esse processo está ilustrado nas Figuras 20 e 21.

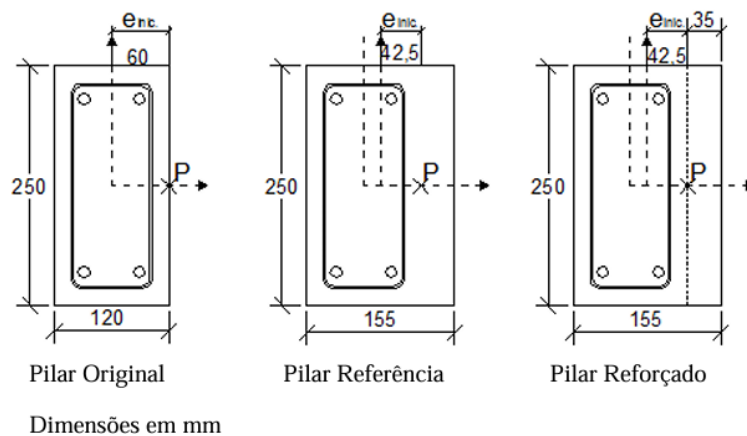
Foram ensaiados um pilar original, um pilar referência e seis pilares reforçados.

Figura 20 - Características dimensionais dos pilares original e reforçado



Fonte: MARQUES (2014)

Figura 21 - Características das seções transversais dos pilares

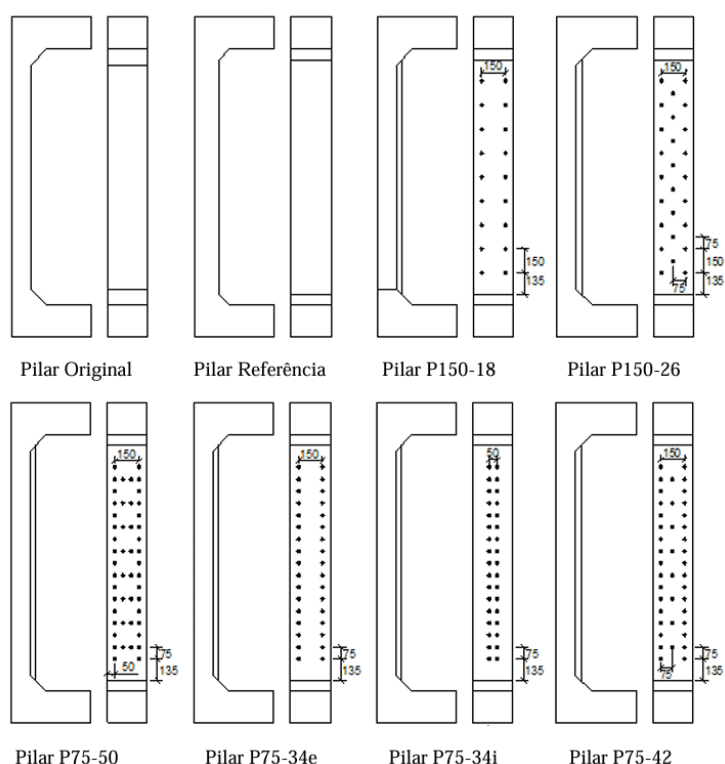


Fonte: MARQUES (2014)

As armaduras longitudinais e transversais adotadas nos modelos seguiram aquelas utilizadas nos ensaios experimentais de Sahb (2008), conforme ilustrado na Figura 14. A armadura longitudinal foi constituída por quatro barras retas nervuradas de 10 mm de diâmetro, totalizando uma área de aço de 314 mm² e taxa de armadura de 1,05%. Já a armadura transversal foi composta por estribos de 5 mm, com espaçamento de 100 mm na região central dos pilares e de 50 mm nas extremidades, visando garantir maior confinamento nessas regiões.

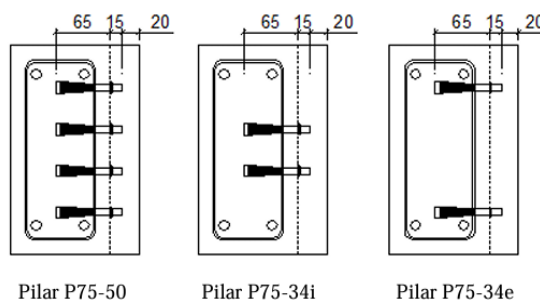
Para garantir a aderência entre o concreto de reforço e o do substrato, foram utilizados chumbadores de 80 mm, distribuídos ao longo da face comprimida do pilar. Esses elementos visaram melhorar o comportamento da interface, permitindo que os pilares reforçados atingissem a resistência última e apresentassem modos de ruptura semelhantes ao do pilar de referência. Considerou-se a inserção de 15 mm no reforço, assegurando cobertura nominal de 20 mm conforme a ABNT NBR 6118:2007, sendo o detalhamento apresentado nas Figuras 22 e 23.

Figura 22 - Detalhamento dos chumbadores nos pilares



Fonte: MARQUES (2014)

Figura 23 - Detalhe da colocação do chumbados em três pilares diferentes



Fonte: MARQUES (2014)

A Tabela 04 apresenta as deformações medidas nos extensômetros das armaduras tracionadas e do concreto comprimido antes da ruptura, além das resistências, módulos de elasticidade dos concretos, carga de ruptura, taxa de chumbadores e modos de ruptura dos pilares ensaiados.

Tabela 04 - Cargas, deformações, deslocamentos e modos de ruptura

Pilar	P_u (kN)	f_c^{sub} (MPa)	f_c^{ref} (MPa)	E_c^{sub} (MPa)	E_c^{ref} (MPa)	T_{ch} (%)	$\epsilon_s^{m\acute{a}x}$ (mm/m)	$\epsilon_c^{m\acute{a}x}$ (mm/m)	Modo de Ruptura
PO	126,7	41,9	-	30,7	-	-	2,78	-2,86	EA;EC
PR	542,2	41,3	-	30,5	-	-	1,57	-2,09	EC
P150-18	453,2	41,4	39,7	30,6	30,6	0,25	1,38	-2,72	DR
P150-26	442,5	41,5	40,1	30,8	30,7	0,36	2,25	-3,38	DR
P75-50	422,1	42,2	42,4	30,8	31,4	0,68	1,95	-3,32	DR
P75-34e	401,2	42,5	43,1	30,9	31,6	0,47	1,33	-3,08	DR
P75-34i	421,6	42,6	43,4	30,9	31,7	0,47	1,76	-2,99	DR
P75-42	367,8	42,7	43,7	31,0	31,7	0,57	2,42	-3,14	DR

P_u : Carga de ruptura

f_c^{sub} : Resistência do concreto do substrato na data do ensaio

f_c^{sub} : Resistência do concreto do substrato na data do ensaio

f_c^{ref} : Resistência do concreto do reforço na data do ensaio

T_{ch} : Taxa de chumbadores ($(A_{ch} / A_{int}) \times 100$), onde A_{ch} é a somatória das áreas das seções transversais dos e A_{int} a área da interface entre substrato e reforço

E_c^{ref} : Módulo de elasticidade do concreto do reforço na data do ensaio

$\epsilon_s^{m\acute{a}x}$: Deformação máxima registrada nas barras situadas na face tracionada, na região central do pilar

$\epsilon_c^{m\acute{a}x}$: Deformação máxima registrada no concreto comprimido da região central

ϵ_y : 2,78 mm/m: Deformação de início de escoamento obtida para o aço de $\phi = 10,0$ mm

ϵ_u : 3,0 mm/m: Deformação de esmagamento do concreto adotado pelo ACI 318M-02, para peças flexo-comprimidas

EA: Escoamento do aço; EC: Esmagamento do concreto; DR: Deslocamento do reforço

Fonte: MARQUES (2014)

Após a análise dos dados coletados com o experimento Marques (2014) concluiu que a quantidade de chumbadores não teve relação direta com a carga de ruptura dos pilares. Todos os pilares reforçados resistiram mais que o pilar original, mas menos que o pilar de referência.

O pilar original apresentou os maiores deslocamentos horizontais mesmo sob cargas menores, devido à sua menor seção transversal de 120 x 250 mm, o que o tornou mais dúctil. Além disso, foi o único pilar a atingir o escoamento da armadura na face tracionada.

Marques (2014) analisou para os modos de ruptura e concluiu que os pilares reforçados apresentaram carga de ruptura maior que a carga de ruptura do pilar original, o que confirma o bom desempenho do método.

Foi observado que aumentar o comprimento do chumbador no substrato não melhora a aderência, pois ele perde eficiência na parte tracionada do concreto. O concreto autoadensável usado no reforço mostrou-se prático e eficaz. Além disso, os chumbadores não romperam por cisalhamento, demonstrando bom desempenho.

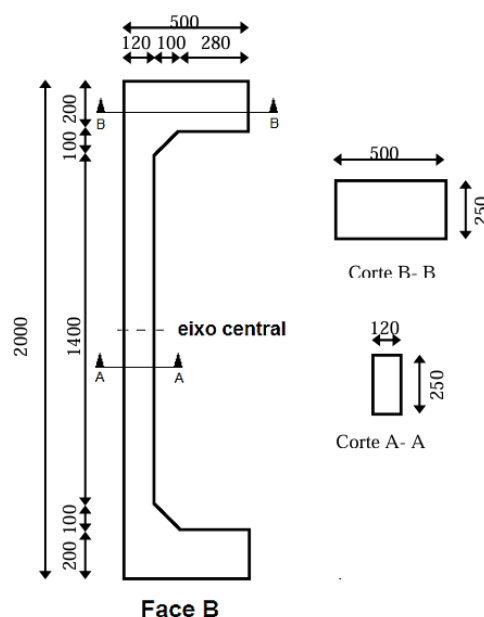
4.5. FERREIRA (2014)

Ferreira (2014) realizou seu programa experimental baseado nos trabalhos anteriores de Adorno (2004), Omar (2006) e Sahb (2008), assim foram realizados ensaios em pilares submetidos à flexo-compressão com excentricidade inicial de 60 mm.

Os modelos ensaiados foram organizados em duas séries, totalizando sete pilares. A primeira contou com quatro pilares: um pilar original (PO), sem reforço; um pilar de referência (PR), com as mesmas dimensões dos pilares reforçados; e dois pilares reforçados na região comprimida. A segunda série, incluiu três pilares reforçados também na região comprimida, com variação na quantidade de conectores.

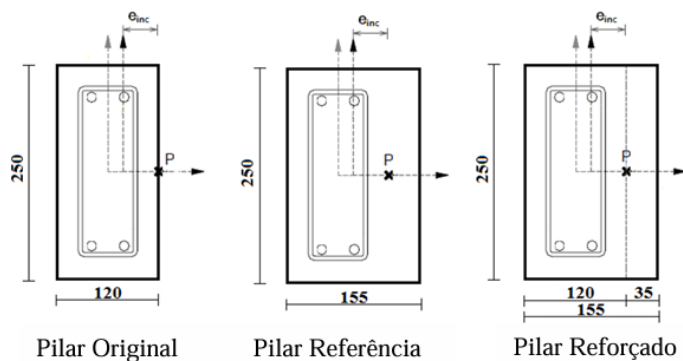
O pilar original tinha dimensão de 120mm x 250mm x 2000mm, demonstrado na Figura 24. Para os pilares reforçados foi acrescida uma camada de reforço com 35mm de espessura de concreto na região comprimida, totalizando com uma seção transversal de 155 mm x 250 mm, demonstrada na Figura 25.

Figura 24 - Dimensões do pilar original (mm)



Fonte: FERREIRA (2014)

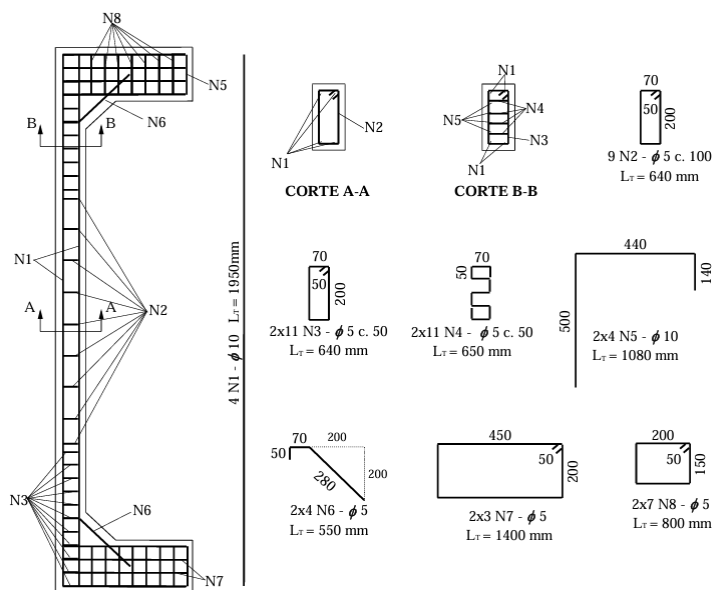
Figura 25 - Seção transversal dos pilares (mm)



Fonte: FERREIRA (2014)

A armadura longitudinal original de todos os pilares foi composta por quatro barras retas nervuradas com diâmetro nominal de 10 mm. A armadura transversal consistiu em estribos com diâmetro nominal de 5 mm, espaçados a 100 mm na região central e a 50 mm nas extremidades. Os espaçamentos entre as barras e o cobrimento mínimo foram definidos conforme a ABNT NBR 6118:2007. O detalhamento das armaduras está apresentado na Figura 26

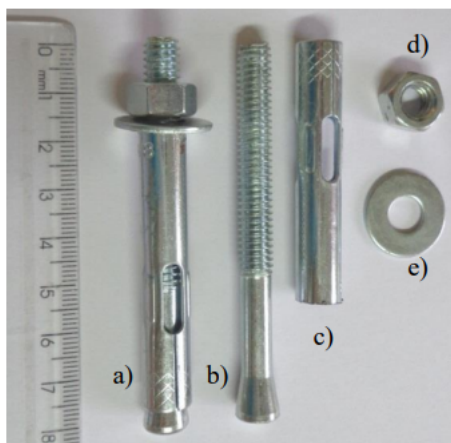
Figura 26 - Detalhamento das armaduras (mm)



Fonte: FERREIRA (2014)

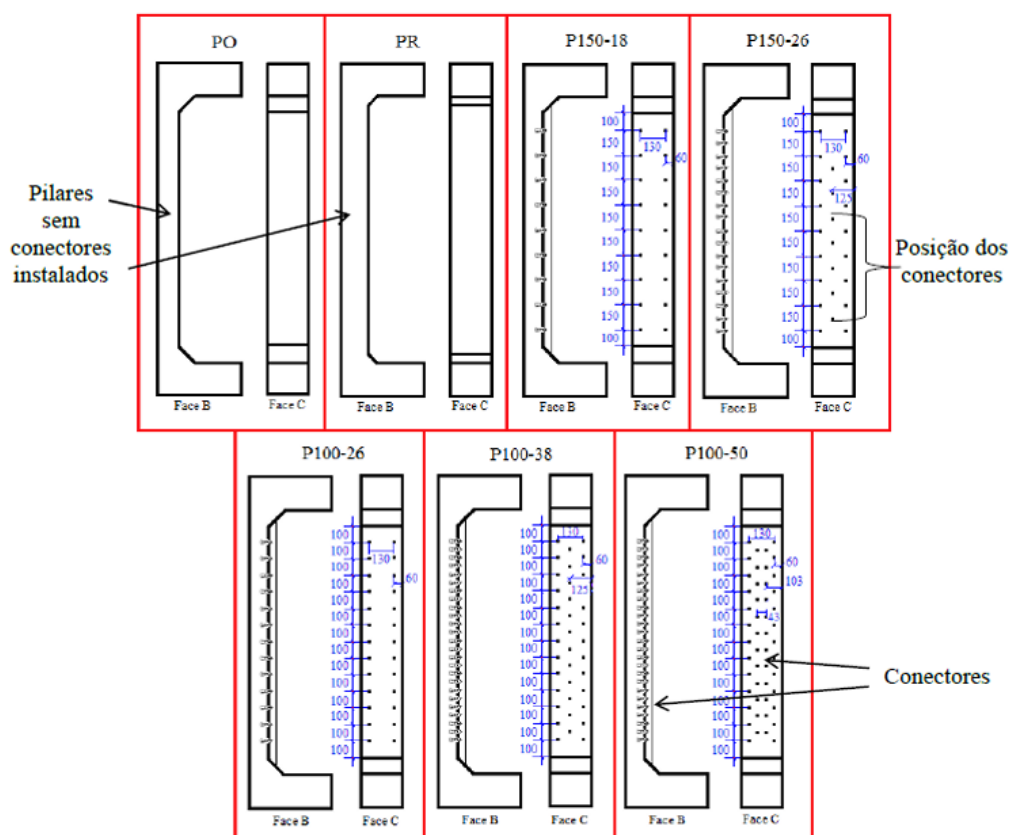
Foram utilizados conectores do tipo AF (Figura 27), com diâmetro nominal de 8 mm e comprimento de 80 mm, fornecidos pela Âncora Sistemas de Fixação. O posicionamento dos conectores variou ao longo da interface entre os concretos do substrato e do reforço, conforme ilustrado na Figura 28.

Figura 4.17 - a) parafuso completo, b) parafuso cônico, c) jaqueta, d) porca, d) arruela



Fonte: FERREIRA (2014)

Figura 28 - Detalhamento do posicionamento dos chumbadores nos pilares



Fonte: FERREIRA (2014)

A partir dos ensaios realizados, Ferreira (2014) sintetizou, na Tabela 05, os modos de ruptura, as cargas últimas, as resistências e as deformações registradas nos pilares analisados. O autor observou que, de modo geral, a ruptura ocorreu na região central dos elementos, com o aparecimento de fissuras concentradas próximas ao eixo médio dos pilares. As exceções foram os pilares P150-18 e P150-26, nos quais as fissuras se desenvolveram a 150 mm abaixo e 300 mm acima do eixo, respectivamente.

Quanto ao mecanismo de ruptura, os pilares monolíticos PO e PR apresentaram esmagamento do concreto associado ao escoamento do aço, enquanto os pilares reforçados romperam predominantemente por deslocamento da camada de reforço, evidenciando a influência do sistema de reforço no comportamento estrutural.

Tabela 05 - Cargas, deformações, deslocamentos e modos de ruptura

Carga e modo de ruptura dos pilares ensaiados									
Pilar	P_u (kN)	P_u / P_{uO}	P_u / P_{uR}	f_c^{sub} (MPa)	f_c^{ref} (MPa)	$P_{u lei}$ (kN)	$\epsilon_{smáx} / \epsilon_y$	$\epsilon_{cmáx} / \epsilon_u$	Modo de Ruptura
PO	126,7	1,00	0,23	41,9	-	120,0	>1,00	0,81	EA - EC
PR	542,2	4,28	1,00	41,3	-	520,0	0,56	0,60	EA - EC
P150-18	453,2	3,58	0,84	41,4	39,7	440,0	0,57	0,77	DR
P150-26	442,5	3,49	0,82	41,5	40,1	410,0	0,81	0,97	DR
P100-26a	340,0	2,68	0,63	43,3	45,0	340,0	0,58	0,71	DR
P100-26b	389,9	3,08	0,72	43,3	45,0	340,0	0,64	0,92	DR
P100-38	441,0	3,48	0,81	43,5	45,5	380,0	0,94	0,85	DR
P100-50	468,9	3,70	0,87	43,6	45,7	420,0	0,67	0,91	DR

P_u - carga de ruptura; $P_{u lei}$ - carga de última leitura; EA - escoamento do aço; EC - esmagamento do concreto; DR - deslocamento do reforço; f_c^{sub} - resistência à compressão do concreto do substrato; f_c^{ref} - resistência à compressão do concreto do reforço; $\epsilon_{máx}$ - Máximas deformações de ensaio

Fonte: FERREIRA (2014)

Ferreira (2014) constatou que todos os pilares reforçados alcançaram cargas de ruptura superiores à do pilar original PO (entre 3,08 e 3,70 vezes maiores), embora inferiores à do pilar de referência PR. Aqueles com a maior taxa de conectores, apresentou o melhor desempenho, enquanto que com a menor taxa, obteve a menor resistência, evidenciando a correlação direta entre a quantidade de conectores e a capacidade de carga.

Apesar de indicarem sinais de esmagamento do concreto e escoamento do aço, os pilares reforçados romperam de forma frágil, devido ao deslocamento da camada de reforço nas últimas etapas de carregamento. Todas as rupturas ocorreram na região central dos pilares, sem falhas nas extremidades, demonstrando a eficiência dos consolos.

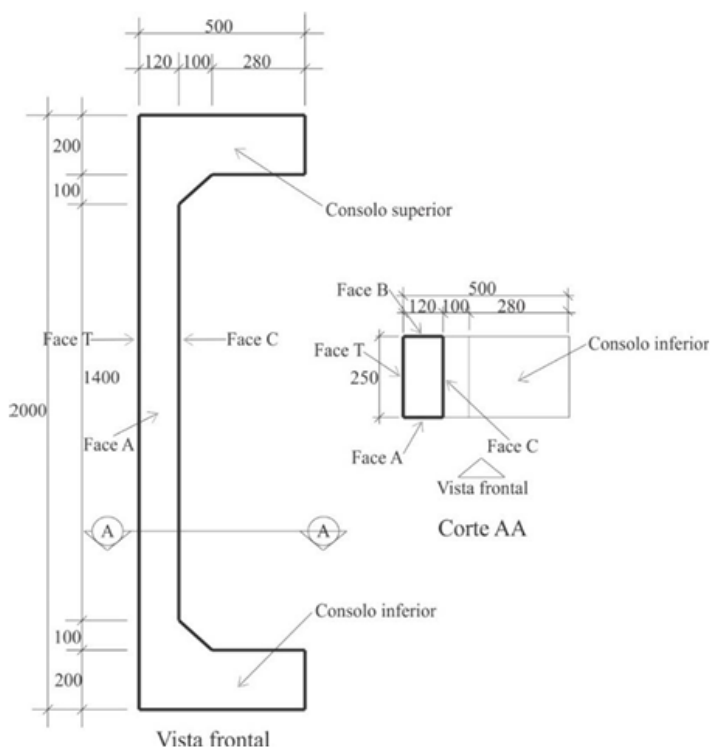
O concreto auto adensável mostrou-se uma solução viável para reforços estruturais, oferecendo facilidade de aplicação e bom desempenho nos ensaios, desde que haja um rigoroso controle da dosagem. Os conectores também se mostraram eficazes, sem falhas por cisalhamento ou escoamento. Contudo,

recomenda-se a realização de novos estudos sobre a variação na taxa de conectores para minimizar o risco de ruptura frágil por deslocamento.

4.6. VIRGENS (2015)

Dando continuidade da pesquisa feita por Sahb (2008), Virgens (2015) elaborou um programa experimental para investigar o comportamento de pilares em concreto armado reforçados com a adição de uma camada de concreto autoadensável. Assim, os pilares ensaiados seguiram as mesmas características geométricas do estudo de Sahb (2008), com seção transversal retangular de 120mm x 250mm x 2000mm (Figura 29)

Figura 29 - Dimensões e nomenclatura das faces dos pilares



Fonte: VIRGENS (2015)

Para os pilares reforçados, foi adicionada uma camada com espessura de 35 mm em concreto autoadensável na face comprimida (face C), ficando com seção transversal retangular de 15 x 250 mm. Para as armaduras Virgens (2015) utilizou do mesmo detalhamento e dimensionamento que Ferreira (2014), que foi demonstrado na Figura 26.

Foram utilizados parafusos chumbadores na interface entre o concreto do substrato e o concreto do reforço, e na Tabela 06 são apresentadas as nomenclaturas e principais características dos pilares ensaiados.

Tabela 06 - Características e nomenclatura dos pilares ensaiados

Nomenclatura	Seção (mm)	Nº de parafusos chumbadores	T_{ch} (%)	E_{ref} (mm)	e_{ens} (mm)
Pilar original (P_o)	120 x 250	-	-	-	60
Pilar de referência (P_{ref})	155 x 250	-	-	-	42,5
Pilar PAF-150-18	155 x 250	18	0,25	35	42,5
Pilar PAF-150-26	155 x 250	26	0,36	35	42,5
Pilar PPBA-150-18	155 x 250	18	0,25	35	42,5
Pilar PPBA-150-18-Ch	155 x 250	18	0,64	35	42,5
Pilar PPBA-150-26	155 x 250	26	0,36	35	42,5
Pilar PPBA-150-34	155 x 250	34	0,48	35	42,5
Pilar PPBA-150-34-SP	155 x 250	34	0,48	35	42,5

T_{ch} : Taxa de chumbadores ($(A_{ch} / A_{int}) \times 100$), onde A_{ch} é a somatória das áreas das seções transversais dos chumbadores e A_{int} é a área da interface entre o substrato e o reforço na face mais comprimida do pilar; no caso do pilar PPBA-150-18-Ch, a área A_{ch} é o somatório das áreas das seções transversais dos chumbadores e dos pinos conectores de cisalhamento

E_{ref} : espessura da camada do reforço

e_{ens} : excentricidade de aplicação de carregamento no início do ensaio

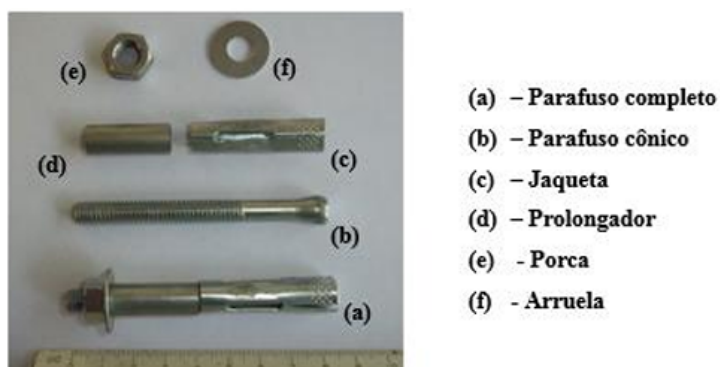
Ch: Chapa metálica com pinos conectores de cisalhamento

SP: parafusos chumbadores sem porca e arruela

Fonte: VIRGENS (2015)

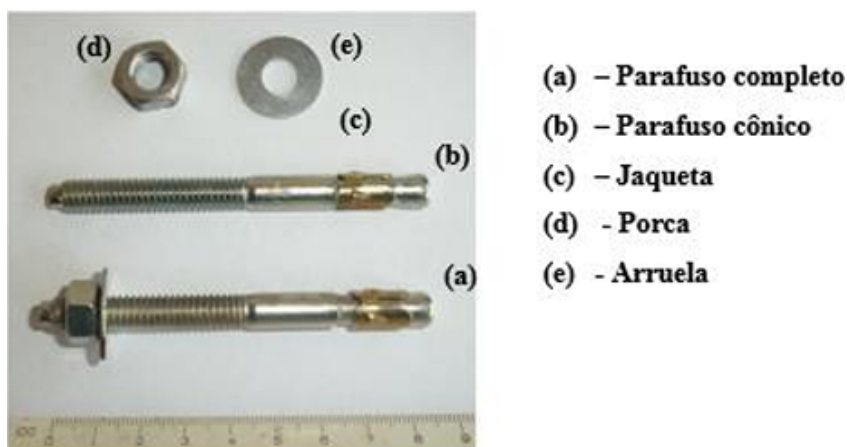
Os pilares identificados como tipo PAF foram reforçados com parafusos do tipo AF 5/16X80 (Figura 30) . Já os pilares do tipo PPBA receberam parafusos chumbadores do tipo PBA 5/16X3.1/-C/P (Figura 31). No pilar PPBA-150-18-Ch, foi fixada uma chapa metálica com três pinos conectores de cisalhamento (Figura 32). O pilar PPBA-150-34-SP (Tabela 06) apresenta as mesmas características do pilar PPBA-150-34, diferenciando-se apenas pela ausência de porcas e arruelas.

Figura 30 - Parafuso chumbador tipo AF 5/16X80



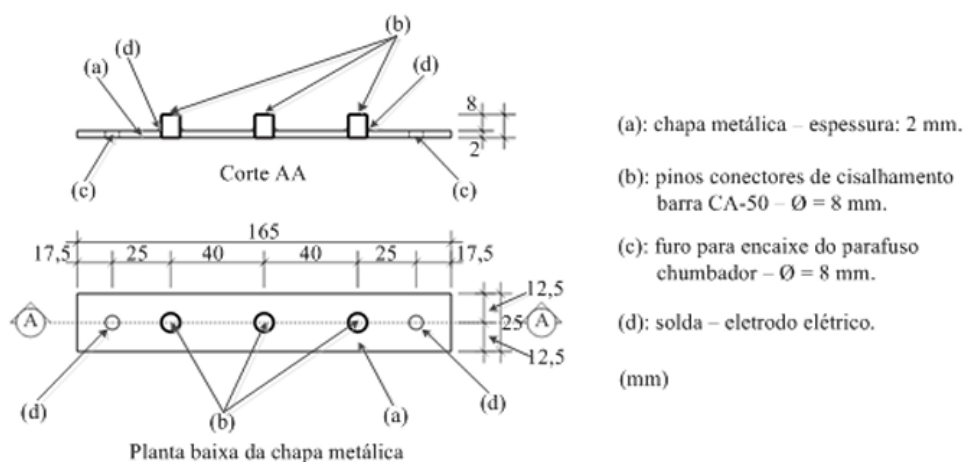
Fonte: VIRGENS (2015)

Figura 31 - Parafuso chumbador modelo PBA 5/16X3.1/-C/P



Fonte: VIRGENS (2015)

Figura 32 - Chapa metálica com três pinos conectores de cisalhamento



Fonte: VIRGENS (2015)

Após a realização dos ensaios com os pilares Virgens (1015) analisou o comportamento dos pilares com suas cargas e modos de ruptura. A Tabela 07 apresenta esses dados de cada pilar, com suas respectivas cargas, resistência e um comparativo de deformações.

Tabela 07 - Cargas e modo de ruptura

Pilar	P_u (kN)	$\frac{P_u}{P_u P_o}$	$\frac{P_u}{P_u P_{ref}}$	f_c^{sub} (MPa)	f_c^{ref} (MPa)	$P_{ret,rel}$ (kN)	$\frac{\epsilon_{s,máx}}{\epsilon_y}$	$\frac{\epsilon_{c,máx}}{\epsilon_{cu}}$	Modo de Ruptura
Pilar original (P_o)	126,7	1	0,23	41,9	-	120,0	>1	0,82	EA-EC
Pilar de referência (P_{ref})	542,2	4,28	1	41,3	-	520,0	0,56	0,60	EA-EC
Pilar PAF-150-18	453,2	2,68	0,84	41,4	39,7	440,0	>1	0,77	DR
Pilar PAF-150-26	442,5	3,49	0,82	41,5	40,1	410,0	0,81	0,97	DR
Pilar PPBA-150-18	390,8	3,08	0,72	42,8	44,0	390,0	>1	0,91	DR
Pilar PPBA-150-18-Ch	427,2	3,37	0,79	43,8	46,2	420,0	0,43	0,71	DR
Pilar PPBA-150-26	517,1	4,08	0,95	43,0	44,4	510,0	0,90	>1	DR
Pilar PPBA-150-34	528,3	4,17	0,97	43,2	44,6	520,0	0,65	0,90	DR
Pilar PPBA-150-34-SP	531,0	4,19	0,98	43,6	45,9	530,0	>1	0,99	DR

P_u : carga última de ruptura

$P_{ret,rel}$: carga da última leitura antes da retirada dos relógios

f_c^{sub} : resistência à compressão do concreto do substrato (CAA)

f_c^{ref} : resistência à compressão do concreto do reforço (CAA)

ϵ_y : deformação de início de escoamento obtida para o aço

ϵ_{cu} : deformação de esmagamento do concreto segundo ABNT NBR 6118:2014

ϵ_c : deformação do concreto

EA: escoamento do aço

EC: esmagamento do concreto

DR: deslocamento do reforço

Fonte: VIRGENS (2015)

A análise da Tabela 07 levou Virgens (2015) a concluir que os pilares reforçados apresentaram um aumento significativo de resistência à compressão, variando de 2,68 a 4,19 vezes em relação à carga de ruptura do pilar original (P_o). Todos os pilares reforçados romperam de forma abrupta, com deslocamento da camada de reforço. Apesar disso, antes da ruptura, apresentaram comportamento

dúctil, com deformações do concreto próximas a 70% da deformação de esmagamento e tendência de escoamento da armadura tracionada, o que indica bom desempenho em situações de serviço.

Quanto à localização das rupturas, os pilares Po, Pref e PAF-150-18 romperam na região central, enquanto os demais apresentaram fissuras acima ou abaixo do eixo médio, com variações entre 112 mm e 449 mm. Os pilares monolíticos romperam por esmagamento do concreto e escoamento do aço, comportamento ideal, enquanto os reforçados falharam por deslocamento da camada de reforço.

Esses resultados sugerem que, embora o reforço proporciona ganho significativo de resistência e deformabilidade, há necessidade de aprimorar o modo de ruptura para que se aproxime do observado em pilares moldados em etapa única.

5. METODOLOGIA

A metodologia adotada neste trabalho consiste em uma revisão sistemática da literatura e na análise comparativa de estudos experimentais sobre pilares de concreto armado reforçados por encamisamento parcial na face comprimida, com o uso de diferentes configurações de conectores ou armaduras de costura. São selecionados estudos que apresentam equivalência geométrica dos pilares, resistência do concreto semelhante, métodos de carregamento comparáveis e técnicas de reforço equivalentes, de modo a garantir uma base comum para a comparação técnica dos resultados.

5.1. CRITÉRIOS DE SELEÇÃO DOS ESTUDOS

Foram selecionados para a análise pilares dos trabalhos de Omar (2006), Sahb (2008), Marques (2014), Ferreira (2014) e Virgens (2015), com base nos seguintes critérios:

- Realização de ensaios experimentais em pilares reforçados exclusivamente na região comprimida;
- Utilização de conectores metálicos ou armaduras de costura, como parafusos chumbadores, estribos abertos ou equivalentes;
- Disponibilidade de dados quantitativos sobre carga de ruptura (P_u), deformações, deslocamentos, taxa de conectores (T_{ch}) e modo de ruptura.

Foi adotada, sempre que possível, a equivalência entre os pilares quanto às dimensões, materiais utilizados e condições de carregamento, de forma a assegurar uma comparação técnica justa entre os diferentes métodos de reforço empregados.

5.2. PARÂMETROS AVALIADOS

A análise comparativa considerou os seguintes parâmetros:

- Carga de ruptura (P_u): valor máximo suportado pelo pilar durante o ensaio.
- Deslocamento horizontal máximo ($\Delta_{máx}$): geralmente medido na metade da altura do pilar.
- Modo de ruptura observado: classificação segundo os mecanismos predominantes, como esmagamento do concreto, escoamento da armadura ou deslocamento do reforço.
- Taxa de conectores (T_{ch}): razão percentual entre a área dos conectores e a área da interface entre o concreto novo e o substrato.
- Eficiência relativa ($ER\%$): razão entre a carga de ruptura dos pilares reforçados e dos pilares de referência (originais ou moldados monoliticamente).

5.3. ORGANIZAÇÃO DA ANÁLISE

Os dados obtidos nos estudos estão organizados em tabelas e gráficos comparativos, possibilitando a avaliação das influências da geometria do reforço, do tipo e da taxa de conectores sobre o desempenho estrutural dos pilares.

Foram considerados somente pilares reforçados com encamisamento parcial na face comprimida, sendo excluídos da análise pilares com reforço completo.

As características a serem consideradas são:

- A espessura da camada de reforço;
- A disposição dos conectores (número, espaçamento, posicionamento);
- A presença de armaduras adicionais longitudinais ou transversais;
- O método de aplicação do carregamento (axial ou excêntrico, contínuo ou incremental).

5.4. TÉCNICAS DE COMPARAÇÃO

Os dados disponíveis foram processados por meio de:

- Normalização das unidades de medida;
- Cálculo de médias e variações relativas dos parâmetros entre os modelos avaliados;
- Construção de gráficos de carga versus deslocamento;
- Avaliação do impacto da taxa de conectores sobre o modo de ruptura;
- Análise da eficiência do reforço em função da geometria aplicada e da configuração do encamisamento.

Essa abordagem permitirá identificar quais combinações de materiais e técnicas de reforço apresentam melhor desempenho estrutural, contribuindo com recomendações para intervenções em pilares de concreto armado.

6. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

6.1. PILARES SELECIONADOS

Foram selecionados pilares dos autores definidos para a realização da análise comparativa. A seleção priorizou pilares que apresentam valores próximos de excentricidade inicial e de espessura da camada de reforço, tanto dentro de um mesmo estudo quanto entre os diferentes estudos, de modo a permitir uma comparação mais consistente dos resultados. Para facilitar a análise, os pilares foram renomeados conforme Tabela 8.

Tabela 08 - Pilares Selecionados

Autor	Pilar Selecionado	Nomenclatura Adotada
OMAR	PC35	P1-O
	PC55	P2-O
SAHB	PA-R	P1-S
	PB-R9-8	P2-S
	PA-R3	P3-S
	PA-R5	P4-S
	PA-R9	P5-S
NASCIMENTO	P6A	P1-N
	P7	P2-N

	P8	P3-N
MARQUES	P75-34e	P1-M
	P75-34i	P2-M
	P150-18	P3-M
	P150-26	P-4-M
FERREIRA	PO	P1-F
	PR	P2-F
	P100-26b	P3-F
	P100-38	P4-F
	P100-50	P5-F
VIRGENS	PPBA-150-18	P1-V
	PPBA-150-18 – ch	P2-V
	PPBA-150-26	P3-V
	PPBA-150-34	P4-V

Fonte: Autor (2025)

6.2. TABELAS COMPARATIVAS

6.2.1. Carga e Conectores

A Tabela 09 apresenta as cargas e o modo de ruptura, o números e taxa de conectores, as resistências do concreto dos pilares selecionados.

Tabela 09 - Tabela comparativa 01

Pilar	Pu (kN)	f _{csub} (MPa)	f _c ref (MPa)	Pulei (kN)	nº de pinos	Tch (%)	Modo de Ruptura
PO	126,7	41,9	-	120	-	0	EA - EC
PR	542,2	41,3	-	520	-	0	EA - EC
P1-O	380	25,1	46,2	380	42	0,24	DR
P2-O	506	25,1	46,8	506	42	0,24	DR
P1-S	422,6	39,9	47,9	422,6	-	0	DR
P2-S	626,3	41,2	52,5	626,3	24	0,37	EC;DR
P3-S	461,7	39,5	48,3	461,7	6	0,08	DR
P4-S	539,6	39,9	51,8	539,6	10	0,14	DR
P5-S	553,4	39,9	52	553,4	18	0,25	DR
P1-N	430	37,8	33,4	430	8	0,011	DR
P2-N	480	38,5	35	480	8	0,011	DR
P3-N	520	38,2	34,5	520	12	0,017	EC

P1-M	401,2	42,5	43,1	320	34	0,47	DR
P2-M	421,6	42,6	43,4	420	34	0,47	DR
P3-M	453,2	41,4	39,7	440	18	0,25	DR
P4-M	442,5	41,5	40,1	440	26	0,36	DR
P1-F	126,7	41,9	-	120	-	0	EA - EC
P2-F	542,2	41,3	-	520	-	0	EA - EC
P3-F	389,9	43,3	45	340	26	0,37	DR
P4-F	441	43,5	45,5	380	38	0,55	DR
P5-F	468,9	43,6	45,7	420	50	0,72	DR
P1-V	390,8	42,8	44	390	18	0,25	DR
P2-V	427,2	43,8	46,2	420	18	0,25	DR
P3-V	517,1	43	44,4	510	26	0,36	DR
P4-V	528,3	43,6	45,9	530	34	0,48	DR

Pu (kN) carga última de ruptura

f_{csub} (MPa) resistência à compressão do concreto do substrato (CAA)

f_cref (MPa) resistência à compressão do concreto do reforço (CAA)

Pulei (kN) carga de última leitura

Tch (%) Taxa de chumbadores ($(A_{ch} / A_{int}) \times 100$), onde A_{ch} é a somatória das áreas das seções transversais dos e A_{int} a área da interface entre substrato e reforço

EA - escoamento do aço; EC - esmagamento do concreto; DR - deslocamento do reforço

Fonte: Autor (2025)

6.2.2. Cargas e Deslocamentos

A Tabela 10 apresenta as deformações máximas do aço e do concreto, os deslocamentos máximos e a excentricidade inicial dos pilares, além das cargas e o modo de ruptura.

Tabela 10 - Tabela comparativa 02

Pilar	Pu (kN)	Tch (%)	$\xi_{smáx}$ (mm/m)	$\xi_{cmáx}$ (mm/m)	D _{max} (mm)	e _{inic} (mm)	Modo de Ruptura
PO	126,7	0	2,78	-2,84	16,6	60	EA - EC
PR	542,2	0	1,56	-2,01	12,4	42,5	EA - EC
P1-O	380	0,24	1,47	-2,43	22,05	42,5	DR
P2-O	506	0,24	1,43	-2,49	13,62	32,5	DR
P1-S	422,6	0	0,68	-2,32	11,9	42,5	DR
P2-S	626,3	0,37	-0,24	-0,48	9,76	42,5	EC;DR
P3-S	461,7	0,08	0,62	-2,16	5,59	42,5	DR
P4-S	539,6	0,14	-0,12	-1,75	5,71	42,5	DR
P5-S	553,4	0,25	-0,03	-1,37	5,24	42,5	DR
P1-N	430	0,011	2	-4,5	14	42,5	DR
P2-N	480	0,011	0	-4,3	9,3	42,5	DR
P3-N	520	0,017	3,8	-2,3	4,8	42,5	EC
P1-M	401,2	0,47	1,33	-3,08	15,6	42,5	DR
P2-M	421,6	0,47	1,76	-2,99	17,3	42,5	DR

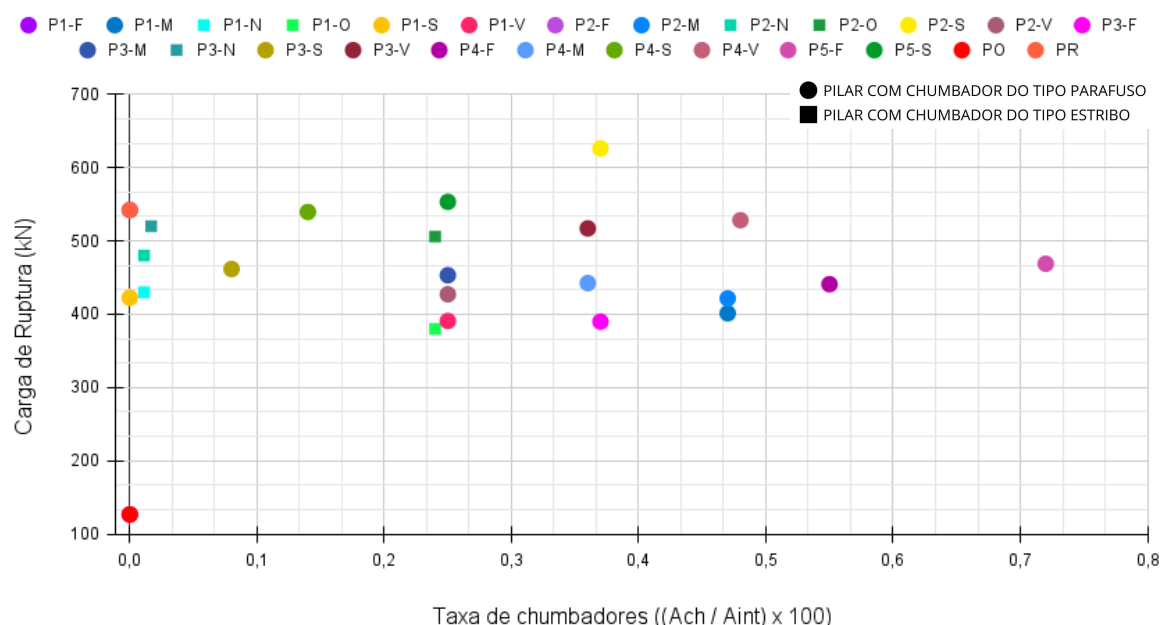
P3-M	453,2	0,25	1,38	-2,72	20,5	42,5	DR
P4-M	442,5	0,36	2,25	-3,38	20,5	42,5	DR
P1-F	126,7	0	2,78	-2,84	16,6	60	EA - EC
P2-F	542,2	0	1,56	-2,01	12,4	42,5	EA - EC
P3-F	389,9	0,37	1,78	-3,36	8,2	42,5	DR
P4-F	441	0,55	2,61	-2,94	11,8	42,5	DR
P5-F	468,9	0,72	1,86	-3,05	9,2	42,5	DR
P1-V	390,8	0,25	2,78	-3,31	13,33	42,5	DR
P2-V	427,2	0,25	1,20	-2,57	14,33	42,5	DR
P3-V	517,1	0,36	2,50	-4,94	8,67	42,5	DR
P4-V	528,3	0,48	1,81	-4,26	7,67	42,5	DR
Pu (kN)	carga última de ruptura						
Tch (%)	Taxa de chumbadores ($(A_{ch} / A_{int}) \times 100$), onde A_{ch} é a somatória das áreas das seções transversais dos e A_{int} a área da interface entre substrato e reforço						
$\epsilon_{smáx}$ (mm/m)	Deformação máxima registrada nas barras situadas na face tracionada, na região central do pilar						
$\epsilon_{cmáx}$ (mm/m)	Deformação máxima registrada no concreto comprimido da região central						
Dmax (mm)	Deslocamento horizontal máximo						
einic (mm)	Excentricidade inicial						

Fonte: Autor (2025)

6.3. CARGAS DE RUPTURA E TAXA DE CONECTORES

Com o objetivo de realizar a análise comparativa dos pilares selecionados, foi inicialmente avaliada a taxa de chumbadores em relação às respectivas cargas de ruptura. Dessa forma, a Figura 33 apresenta essa relação de todos os pilares analisados, isso permite avaliar a influência da quantidade de chumbadores adotada em cada caso sobre a resistência dos pilares. Como parâmetros de referência, foram considerados os pilares monolíticos PO e PR que são respectivamente os pilares P1- F e P2-F, pilares esses comuns a todas as pesquisas.

Figura 33 - Gráfico Carga x Tch%

Carga x Tch%

Fonte: Autor (2025)

Os pilares foram divididos em diferentes intervalos de taxa de chumbadores, variando de: 0% a 0,24%; 0,25% a 0,49%; 0,50% a 0,75%. Os dados estão apresentados na Figura 34 a 36.

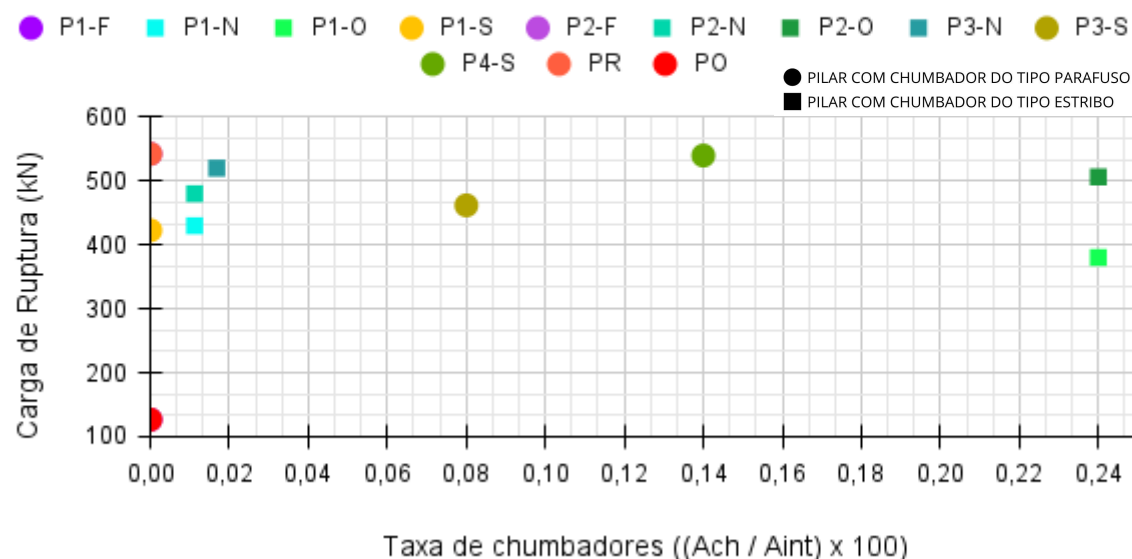
Pode ser observado na Figura 34 que os pilares reforçados de todos os autores apresentaram um aumento significativo de 3,00 a 4,90 vezes maior na resistência, comparados com o pilar PO. O pilar P3-N, P4-S e P2-O apresentaram carga de ruptura próxima à do pilar PR, que por sua vez é o pilar concretado monoliticamente com as dimensões após o reforço.

Esses tres pilares apresentam diferentes tipos de conectores e metodologia de instalação, no P3-N foi instalado estribos dobrados em um sulco no concreto demonstrando maior ancoragem do reforço no substrato, uma vez que, com uma taxa de chumbadores inferior sua resistência ficou próxima do PR, já o pilar P2-O que também utilizou estribos, mas ancorados com resina epóxi, apresentou maiores ganhos para uma taxa de 0,24, superior a de P3-N.

Figura 34 - Gráfico Carga x Tch%: Taxa de 0 a 0,24%

Carga x Tch%

Corte com taxa de 0 a 0,24%



Fonte: Autor (2025)

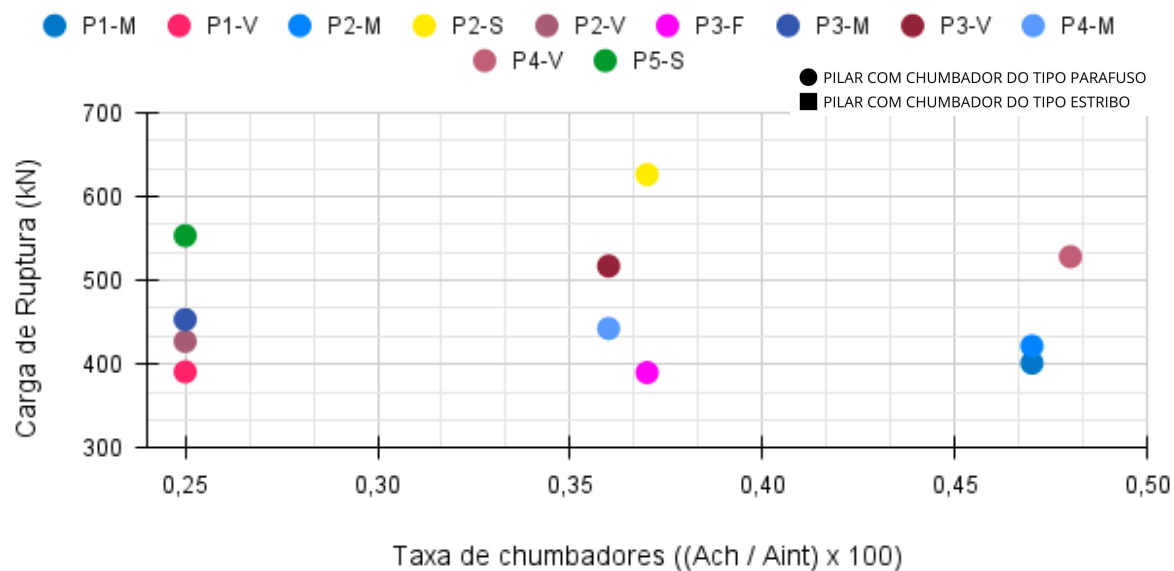
Na Figura 35 observa-se que apesar os pilares P5-S, P3-M, P2-V e P1-V terem a mesma taxa de 0,25% de chumbadores, e todos usarem do tipo parafuso, eles divergem na sua carga de ruptura, variando de 390kN a 550kN. Esse comportamento sugere que, a eficiência do reforço por chumbadores é fortemente condicionada por variáveis secundárias, tais como: a distribuição dos parafusos e o tipo de parafuso utilizado, associado ao fato deles possuírem uma resistência do concreto divergente, conforme demonstrado na Tabela 09.

Também é possível observar uma distribuição mais homogênea das cargas de ruptura entre os pilares, com valores concentrados, em sua maioria, na faixa aproximada de 400 kN a 600 kN.

Figura 35 - Gráfico Carga x Tch%: Taxa de 0,25 a 0,49%

Carga x Tch%

Corte com taxa de 0,25 a 0,49%



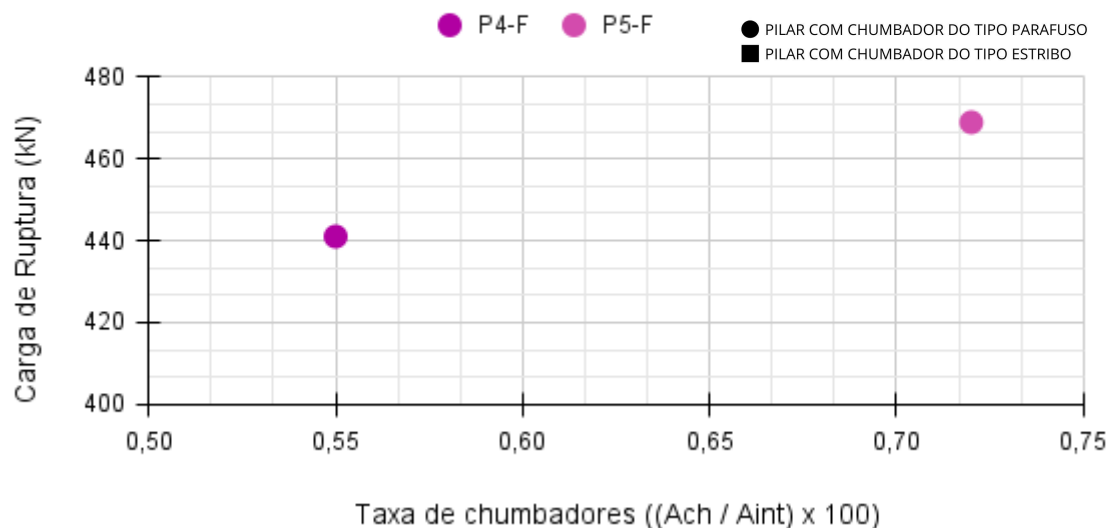
Fonte: Autor (2025)

Na Figura 36, é demonstrado dois pilares de Ferreira, P4-F e P5-F, que possuem uma alta taxa de chumbadores. Embora o número reduzido de amostras com taxa entre 0,5 e 0,75% , impeça conclusões mais verídicas, os resultados sugerem que um aumento da taxa de chumbadores dentro desse intervalo pode estar associado a uma discreta elevação da capacidade resistente.

Figura 36 - Gráfico Carga x Tch%: Taxa de 0,5 a 0,755

Carga x Tch%

Corte com taxa de 0,50 a 0,75%



Fonte: Autor (2025)

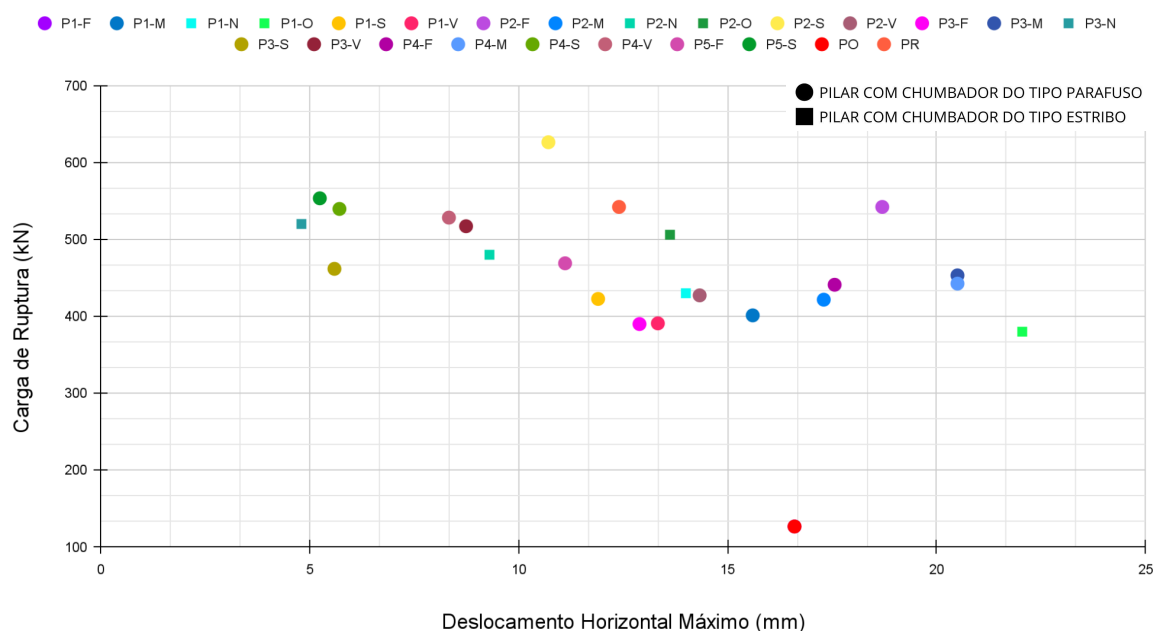
A Tch% deve ser entendida como um parâmetro complementar, e não como a variável principal para estimar a carga de ruptura, reforçando a importância de considerar múltiplos fatores na avaliação dos reforços estruturais.

6.4. CARGAS DE RUPTURA E DESLOCAMENTO HORIZONTAL MÁXIMO

Os deslocamentos horizontais dos pilares estão muito ligados a suas respectivas cargas de rupturas. Normalmente quanto maior a carga exercida em um pilar sem reforço maior será seu deslocamento, na Figura 37 é mostrado essa relação de carga e deslocamento dos pilares estudados.

É possível observar uma variação no deslocamento dos pilares em relação a carga resistente. Essa variação se dá por conta das diferentes taxas de chumbadores, influenciando na rigidez do elemento.

Pilares como P2-S, P4-S, P5-S, P2-F, apresentaram maior rigidez se comparados ao pilar PR, já os pilares P2-O, P3-S e P4-F apresentaram menor rigidez, todos esses pilares estão em uma mesma faixa de carga de ruptura.

Figura 37 - Gráfico Carga x D_{máx}**Carga x D_{máx}**

Fonte: Autor (2025)

Como os pilares analisados no estudo apresentam variada taxa de chumbadores, optou-se por organizar os resultados nos gráficos apresentados nas Figuras 38, 39 e 40, para as diferentes faixas. Essa separação permite uma avaliação mais precisa do efeito que a variação da taxa de armadura exerce sobre o deslocamento horizontal dos pilares reforçados, contribuindo para uma interpretação mais clara do seu comportamento estrutural.

Observou-se no gráfico da Figura 38 que o deslocamento dos pilares com taxa de armadura entre 0,00 e 0,24% possuem uma grande variação de deslocamento quanto a sua carga de ruptura. Existem aqueles pilares com alta carga de ruptura com um deslocamento menor que 6 mm, e aqueles com carga alta que ficam com deslocamento chegando em quase 19 mm.

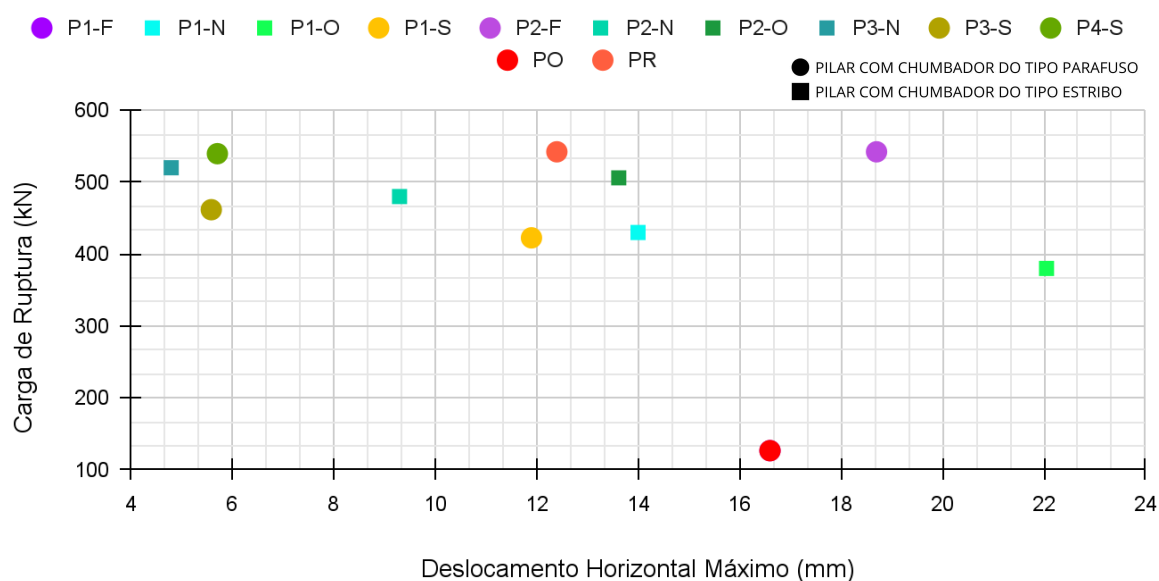
Aqueles com maiores deslocamentos, P2-F e P1-O, são respectivamente os pilares sem chumbadores e com a maior taxa de seção. É possível observar também que suas cargas de rupturas são semelhantes a aqueles com menor deslocamento, evidenciando um bom comportamento menos rígido do elemento pois

possui uma grande flexibilidade de deslocamento antes de sua ruptura com uma alta carga.

Figura 38 - Gráfico Carga x D_{máx}: Taxa de 0,00 a 0,24%

Carga x D_{máx}

Corte com taxa de 0,00 a 0,24%



Fonte: Autor (2025)

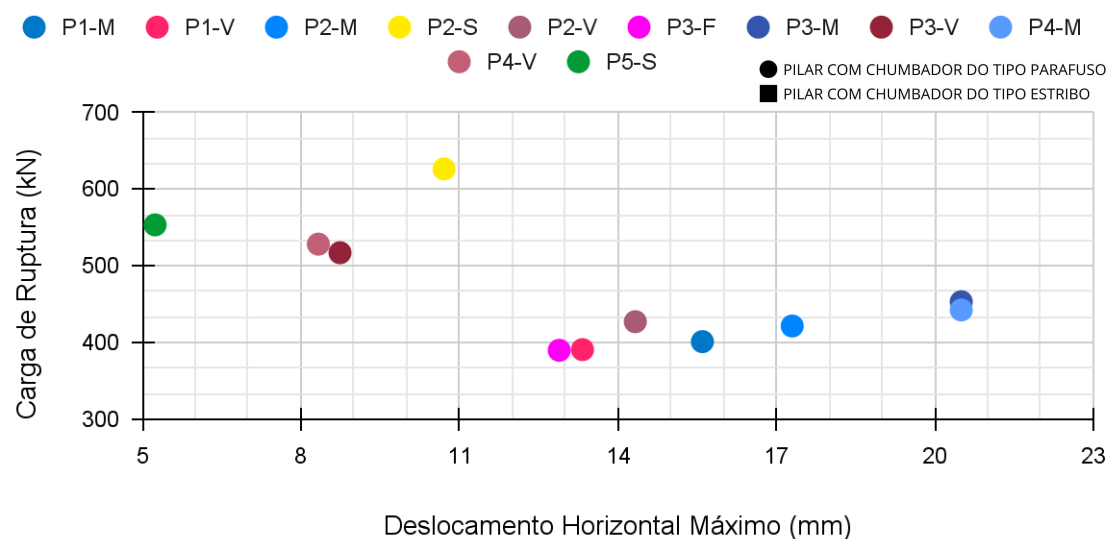
Pode ser observado no gráfico da Figura 39 que os maiores valores de carga de ruptura estão associados, em geral, a deslocamentos moderados ou reduzidos, situados aproximadamente entre 5 e 11 mm, com cargas que atingem valores superiores a 550 kN e chegando a cerca de 620 kN, sendo o P2-S com maior carga de ruptura e deslocamento médio dessa faixa de taxa de chumbadores. Esse comportamento indica maior rigidez para parte dos pilares desse grupo.

Por outro lado, os pilares que apresentaram deslocamentos horizontais máximos mais elevados, como os pilares de Marques (2014), acima de aproximadamente 15 mm chegando a mais de 20 mm, concentraram-se em faixas inferiores de carga de ruptura, em torno de 400 a 450 kN. Esse padrão sugere uma maior deformabilidade acompanhada de redução da capacidade resistente, possivelmente associada ao desenvolvimento mais intenso de fissuração e mecanismos de dano.

Figura 39 - Gráfico Carga x D_{máx}: Taxa de 0,25 a 0,49%

Carga x D_{máx}

Corte com taxa de 0,25 a 0,49%



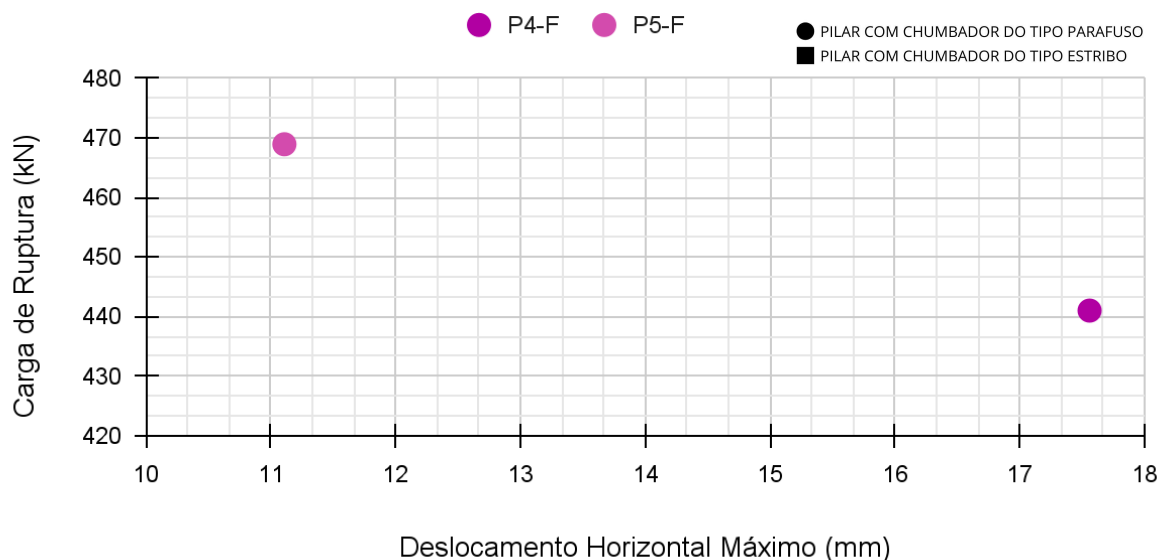
Fonte: Autor (2025)

Com base nos gráficos apresentados os dados indicam que, para pilares com taxas de armadura mais elevadas, o desempenho estrutural não é significativamente ampliado, pois mesmo com a alta taxa vários pilares tiveram grande deslocamento e baixa carga de ruptura. O deslocamento horizontal máximo continua sendo um parâmetro importante para a caracterização da rigidez e do comportamento peça porém deixa claro que não é o único fator relevante.

Figura 40 - Gráfico Carga x D_{máx}: Taxa de 0,50 a 0,75%

Carga x D_{máx}

Corte com taxa de 0,50 a 0,75%

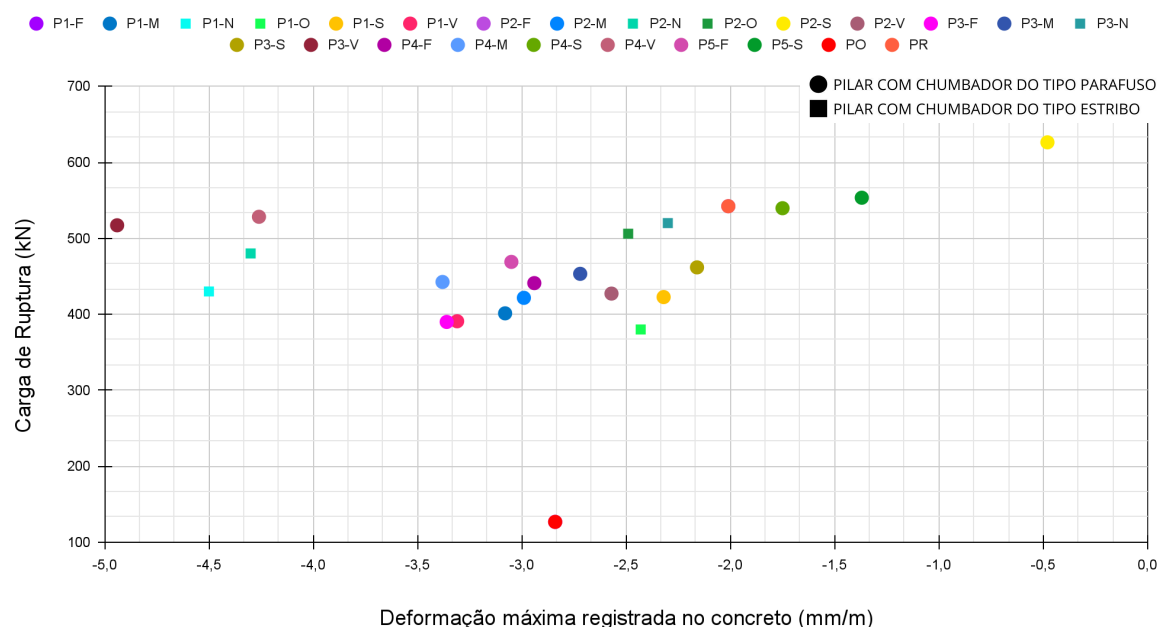


Fonte: Autor (2025)

6.5. CARGAS DE RUPTURA E DEFORMAÇÃO MÁXIMA NO CONCRETO

A carga de ruptura representa o limite resistente do elemento, enquanto a deformação máxima no concreto está diretamente associada à sua rigidez, ductilidade e aos mecanismos de dano desenvolvidos ao longo do carregamento.

Em estudos, geralmente quando analisados em conjunto, os dois parâmetros indicam que quanto maiores as cargas de ruptura menores os níveis de deformação máxima, refletindo um comportamento estrutural mais rígido e eficiente. Na Figura 41 é apresentado um gráfico relacionando esses parâmetros dos pilares estudados neste trabalho.

Figura 41 - Gráfico Carga x $\epsilon_{cm\acute{a}x}$ (Deformação Máxima no Concreto)**Carga x $\epsilon_{cm\acute{a}x}$** 

Fonte: Autor (2025)

Como apenas a deformação máxima no concreto não é o suficiente para analisar a resistência e comportamento de um pilar, foi utilizada a taxa de armadura como parâmetro como comparação entre eles, dividindo em faixas de taxa como pode ser observado nas Figuras 42, 43 e 44.

É importante salientar que a ABNT NBR 6118 (2024) estabelece como a deformação característica de esmagamento do concreto na ordem de 3,5 mm/m.

No gráfico apresentado na Figura 42 é possível observar, na faixa de 0,00 e 0,24% de chumbadores, que os maiores valores de carga de ruptura concentram-se em níveis intermediários de deformação, aproximadamente entre -2,5 e -1,8 mm/m. Esses resultados indicam que, nessa faixa de deformação, o concreto ainda apresenta capacidade resistente significativa, associada a um comportamento estrutural mais eficiente.

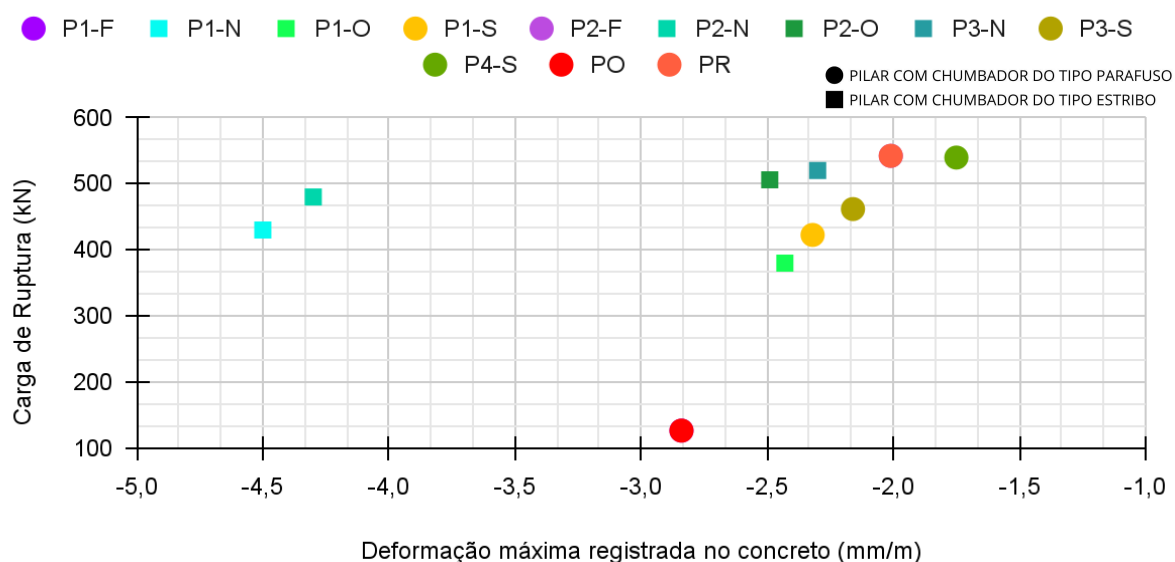
Por outro lado, os pilares P1-N e P2-N são os mais deslocados em deformação, possuindo uma elevada deformação máxima no concreto (em torno de -4,5 mm/m), com uma carga de ruptura menor que os demais pilares, sugerindo maior degradação do concreto, com intensificação da fissuração e redução da

rigidez antes do colapso. Já o pilar P1-F que possui as mesmas características do pilar original (PO), possui uma deformação mais próxima aos demais (em torno de $-2,8$ mm/m), porém com uma carga de ruptura extremamente baixa, indicando possível ruptura prematura, o que pode estar relacionado a condições desfavoráveis de aderência.

Figura 42 - Gráfico Carga x $\epsilon_{cm\acute{a}x}$ (Deformação Máxima no Concreto): Taxa de 0,00 a 0,24%

Carga x $\epsilon_{cm\acute{a}x}$

Corte com taxa de 0,00 a 0,24%



Fonte: Autor (2025)

No gráfico apresentado na Figura 43 é possível observar, na faixa de 0,25 e 0,49% de chumbadores, que ambos os extremos de deformações máximas, dos pilares P2-S e P5-S os menores e dos pilares P3-V e P4-V as maiores, observa cargas de ruptura similares, que atingem valores superiores a 500 kN. Esse comportamento indica a interferência que a taxa de chumbadores causa na carga de ruptura e consequentemente no esmagamento do concreto, pois mesmo os pilares P3-V e P4-V tendo uma maior deformação, o concreto ainda resistiu muito bem antes da ruptura.

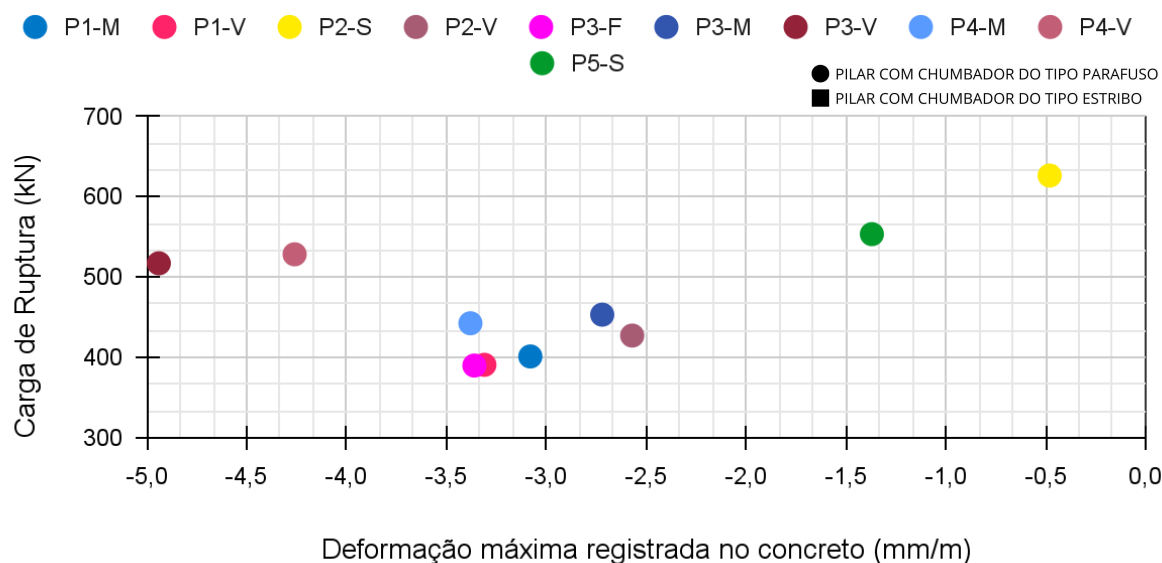
Os pilares restantes com faixas intermediárias ou inferiores de carga de ruptura, entre aproximadamente 380 e 520 kN sugere que a intensificação das

deformações no concreto ocorre antes de carregamento mais elevado, refletindo maior dano acumulado e redução de rigidez.

Figura 43 - Gráfico Carga x $\epsilon_{cm\acute{a}x}$ (Deformação Máxima no Concreto): Taxa de 0,25 a 0,49%

Carga x $\epsilon_{cm\acute{a}x}$

Corte com taxa de 0,25 a 0,49%



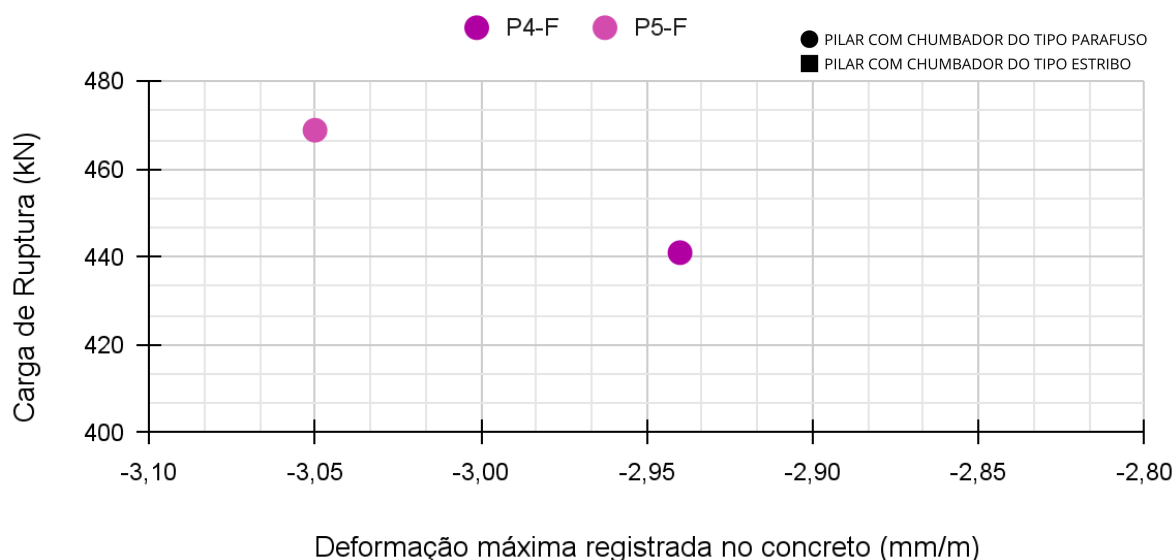
Fonte: Autor (2025)

No gráfico apresentado na Figura 44 é possível observar, na faixa de 0,50 e 0,75% de chumbadores, que ambos os pilares P4-F e P5-F apresentam deformações máximas no concreto bastante próximas do esmagamento, em torno de $-3,0$ mm/m, enquanto as cargas de ruptura variam em uma faixa relativamente estreita, entre aproximadamente 440 e 470 kN. Esse comportamento sugere que, para taxas de armadura mais elevadas, o concreto atinge níveis de deformação semelhantes no momento da ruptura, independentemente de pequenas variações na carga resistente.

Figura 44 - Gráfico Carga x $\epsilon_{cm\acute{a}x}$ (Deformação Máxima no Concreto): Taxa de 0,45 a 0,75%

Carga x $\epsilon_{cm\acute{a}x}$

Corte com taxa de 0,50 a 0,75%

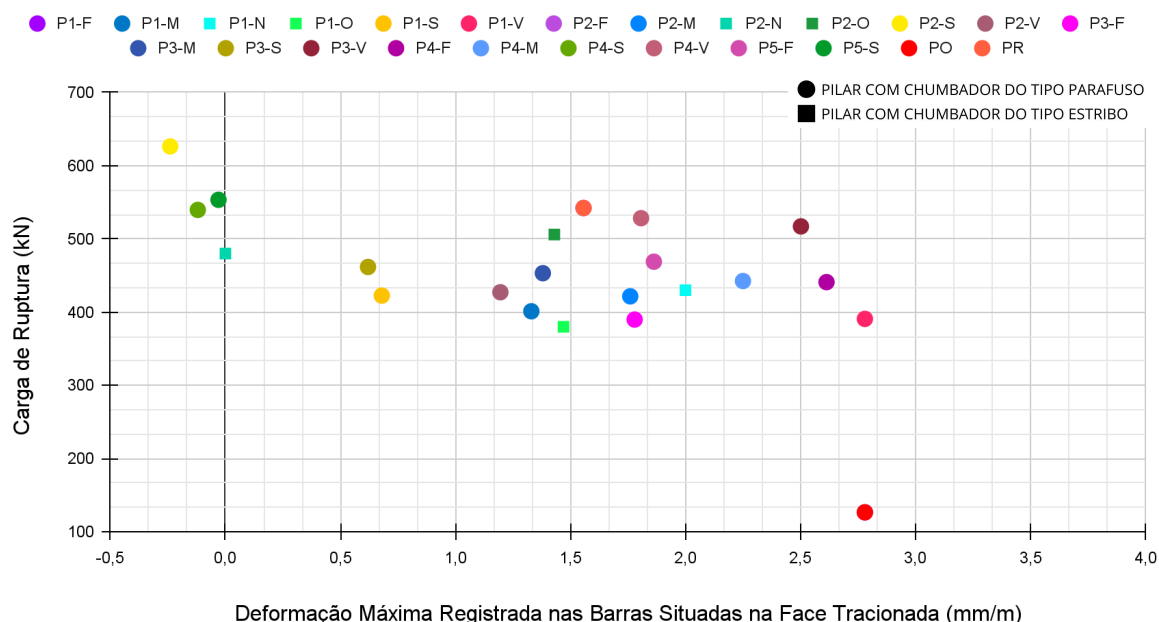


Fonte: Autor (2025)

6.6. CARGAS DE RUPTURA E DEFORMAÇÃO MÁXIMA NO AÇO

As cargas de ruptura e a deformação máxima no aço expressam o comportamento do elemento estrutural até o colapso, permitindo avaliar simultaneamente sua resistência e sua capacidade de deformação. A deformação máxima no aço está diretamente associada à ductilidade do sistema, sendo um parâmetro fundamental para a segurança estrutural.

Nesse contexto, a análise conjunta desses parâmetros possibilita a identificação do mecanismo de falha predominante e a avaliação da eficiência do reforço empregado. A Figura 45 apresenta o gráfico com os valores de carga de ruptura e deformação máxima no aço obtidos para os pilares estudados, permitindo a comparação do desempenho estrutural.

Figura 45 - Gráfico Carga x $\epsilon_{smáx}$ (Deformação Máxima no Aço)**Carga x $\epsilon_{smáx}$** 

Fonte: Autor (2025)

É possível observar, uma ampla variação tanto na deformação do aço quanto na carga de ruptura. Como a deformação máxima do aço, isoladamente, não é um parâmetro suficiente para definir o desempenho estrutural de um elemento, os pilares foram agrupados em faixas de taxa de chumbadores, nas Figuras 46, 47 e 48, de modo a permitir uma comparação mais adequada entre a deformação do aço e a carga de ruptura.

Mesmo em baixas taxas de armadura, observa-se no gráfico da Figura 46 grande variação na carga de ruptura e na deformação do aço, indicando que a taxa de armadura, isoladamente, não explica o desempenho estrutural, o qual é influenciado também por fatores como distribuição das armaduras, aderência aço concreto e ancoragem da camada de reforço.

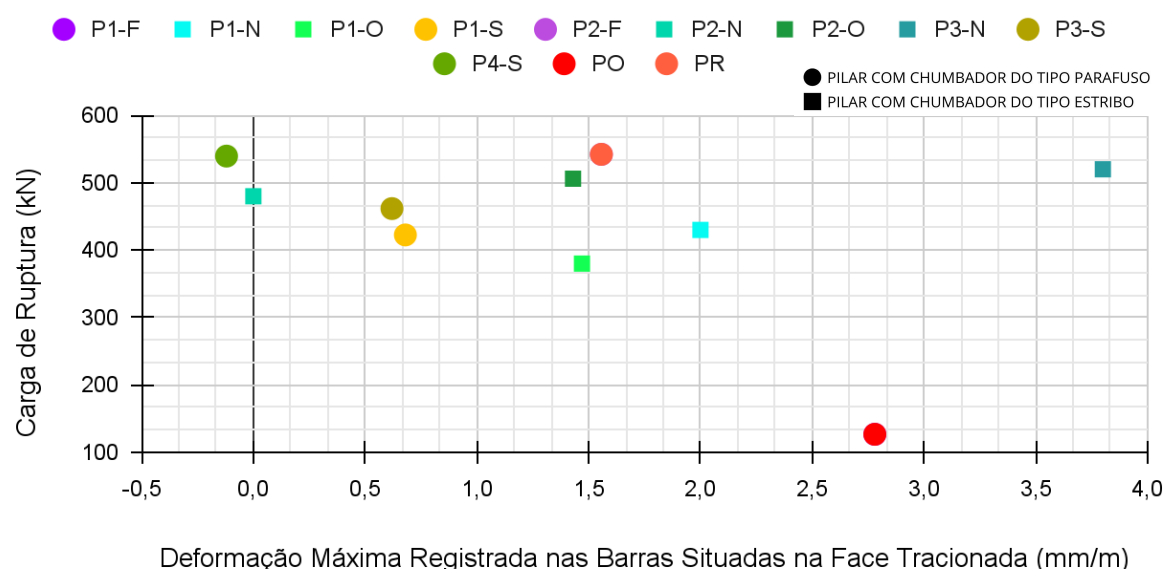
Nota-se que alguns pilares, como o P2-O e P4-S (maiores taxas de chumbadores), e o PR com mesmas característica do pilar de referência (sem chumbadores) alcançaram cargas de ruptura elevadas com deformações relativamente baixas no aço, sugerindo um comportamento mais rígido e possivelmente governado pelo concreto.

Em contrapartida, o pilar P3-N atingiu grande deformação indicando escoamento da armadura com alta carga de ruptura, porém com uma taxa de chumbadores de 0,017%, indicando que o modo de ruptura foi controlado pelo aço, e não por um colapso prematuro do concreto ou por falhas de aderência, caracterizando um reforço eficiente.

Figura 46 - Gráfico Carga x $\epsilon_{sm\acute{a}x}$ (Deformação Máxima no Aço): Taxa de 0,00 a 0,24%

Carga x $\epsilon_{sm\acute{a}x}$

Corte com taxa de 0,00 a 0,24%



Fonte: Autor (2025)

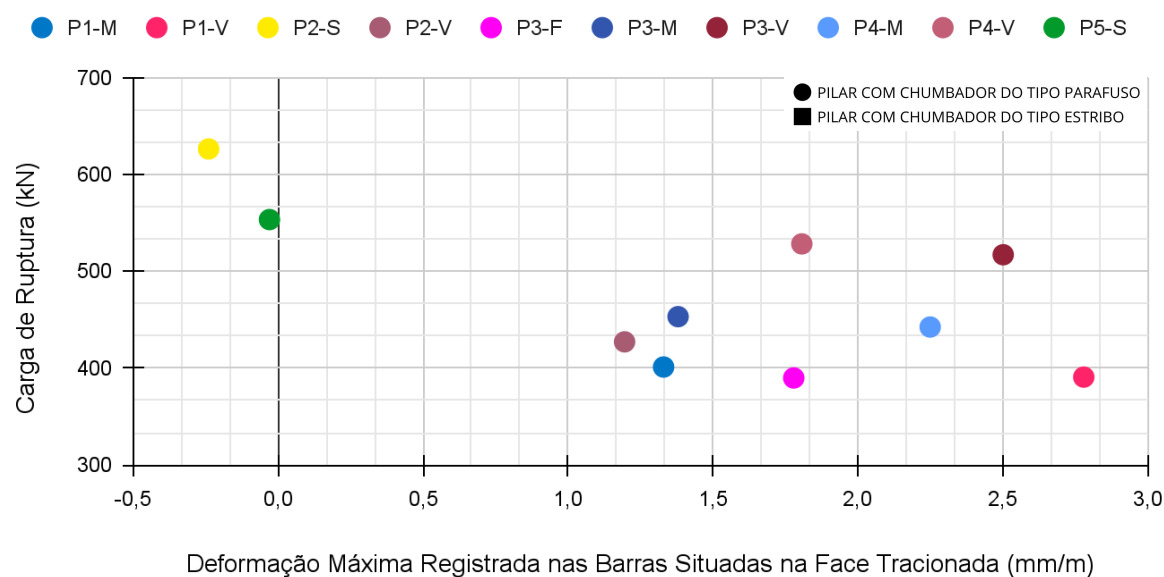
Observa-se na Figura 47, que na faixa intermediária de taxa de chumbadores os pilares apresentam elevadas cargas de ruptura associadas a deformações máximas no aço de moderadas a altas, caracterizando um comportamento estrutural mais equilibrado, os pilares P1-V e P3-V indicam comportamento de escoamento das armaduras. Esse resultado evidencia a consistência dos pilares estudados por Virgens (2015) e Marques (2014).

Em comparação com as faixas de menor taxa, nota-se uma maior concentração de resultados em níveis elevados de carga, o que reforça a contribuição dos chumbadores para o aumento da capacidade resistente global do elemento estrutural.

Figura 47 - Gráfico Carga x $\epsilon_{smáx}$ (Deformação Máxima no Aço): Taxa de 0,25 a 0,49%

Carga x $\epsilon_{smáx}$

Corte com taxa de 0,25 a 0,49%



Fonte: Autor (2025)

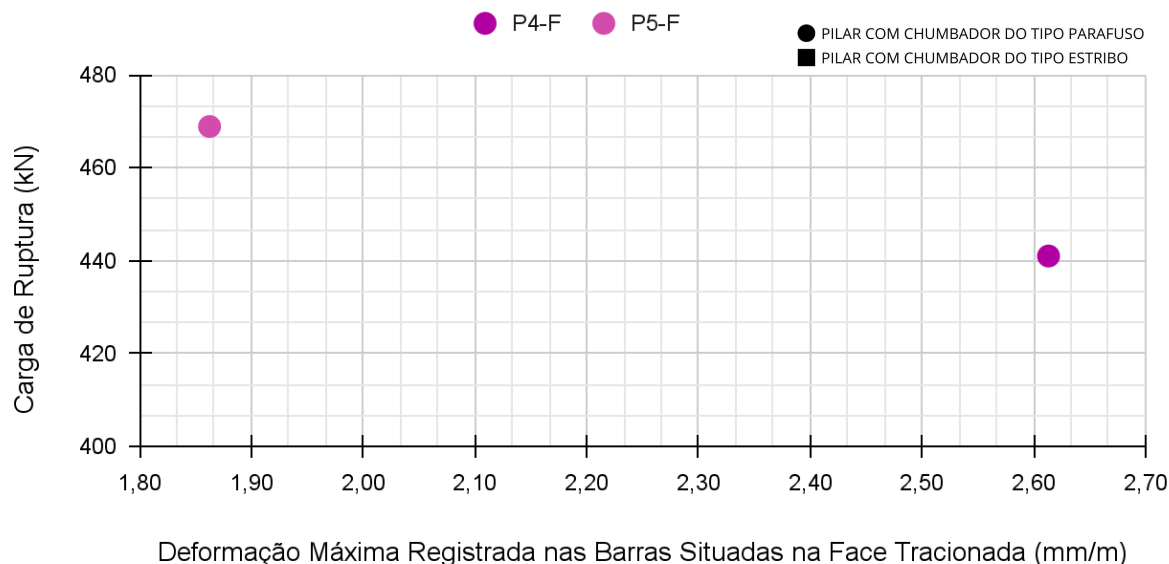
Os pilares apresentados no gráfico da Figura 48 exibem cargas de ruptura inferiores às dos demais elementos analisados. O pilar P5-F, por apresentar menor deformação, evidencia um comportamento estrutural mais rígido e eficiente. Esse resultado indica a forte influência de sua elevada taxa de chumbadores, a mais alta entre todos os pilares avaliados.

O pilar P4-F apresentou maior deformação máxima associada a uma menor carga de ruptura última, caracterizando um comportamento mais deformável. Esse resultado indica que, apesar de sua elevada taxa de chumbadores, o desempenho estrutural do elemento poderia ser aprimorado.

Figura 48 - Gráfico Carga x $\epsilon_{smáx}$ (Deformação Máxima no Aço): Taxa de 0,50 a 0,75%

Carga x $\epsilon_{smáx}$

Corte com taxa de 0,50 a 0,75%



Fonte: Autor (2025)

6.7. RELAÇÃO MOMENTO-CURVATURA

A Figura 49 apresenta o diagrama de Momento Fletor × Curvatura da seção transversal de todos os pilares estudados. O momento fletor foi determinado pelo produto da força axial (ou carga aplicada) em cada passo de carregamento e sua respectiva excentricidade. A excentricidade foi obtida pela soma da excentricidade inicial do ensaio com o deslocamento horizontal medido no relógio comparador R3, considerando cada estágio de carregamento.

A curvatura (Φ) foi calculada com base na Equação 7, definida como a razão entre a diferença das médias das deformações na armadura tracionada (ϵ_s) e na armadura comprimida (ϵ'_s) e a distância entre elas ($d - d'$).

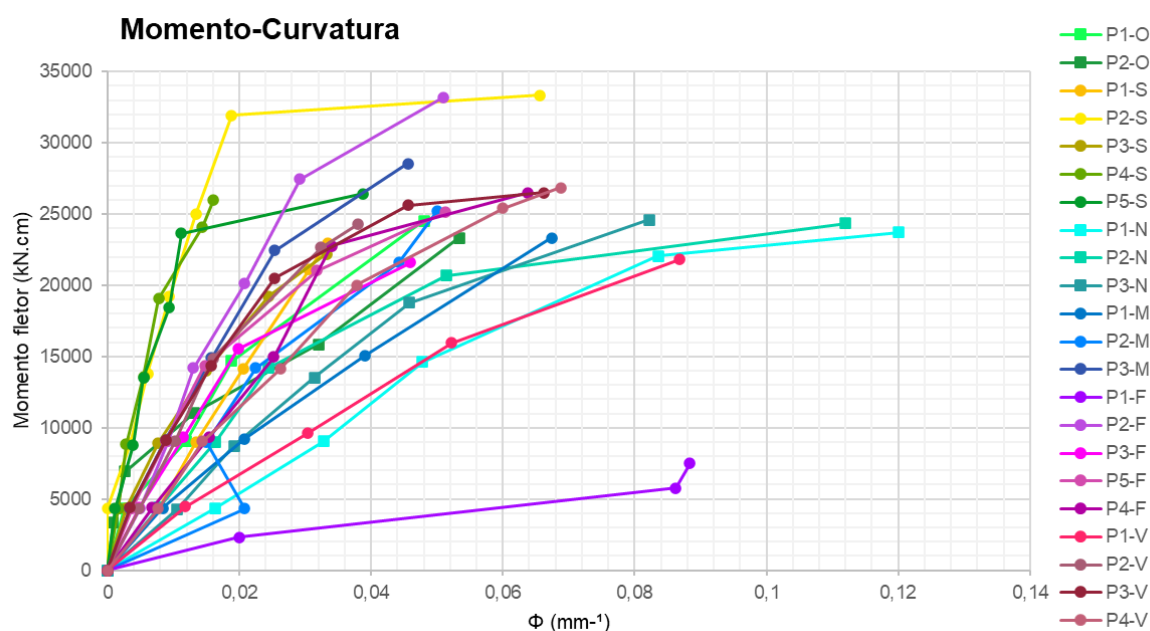
$$\Phi = \frac{1}{r} = \frac{M}{EI} = \frac{\epsilon_s - \epsilon'_s}{d - d'} \quad (7)$$

Conforme a NBR 6118:2014 o comportamento da seção inicia-se de forma aproximadamente linear, enquanto o concreto na zona tracionada permanece íntegro; após a fissuração, ocorre redução da rigidez à flexão. Com o escoamento

da armadura tracionada, intensifica-se a não linearidade, havendo aumento expressivo da curvatura até que se atinja a deformação última do concreto comprimido.

De acordo com a norma, espera-se um comportamento predominantemente dúctil, no qual o escoamento do aço antecede a ruptura do concreto, assegurando maior capacidade de deformação, aviso prévio à ruptura e possibilidade de redistribuição de esforços na estrutura.

Figura 49 - Diagrama de Momento Fletor × Curvatura



Fonte: Autor (2025)

Na Figura 49 observa-se que o comportamento previsto pela norma é, de modo geral, o mesmo apresentado pela maioria dos pilares analisados. Inicialmente, verifica-se um trecho aproximadamente linear do diagrama Momento Fletor × Curvatura, no qual o incremento de momento ocorre de forma proporcional ao aumento da curvatura. Essa fase corresponde ao regime elástico, em que o concreto na zona tracionada ainda não apresenta fissuração significativa e a seção mantém elevada rigidez à flexão.

Com a evolução do carregamento, inicia-se a fissuração do concreto na região tracionada, fenômeno identificado pela alteração na inclinação das curvas. Essa mudança evidencia a redução progressiva da rigidez flexional da seção,

marcando a transição do comportamento predominantemente elástico para um regime não linear

Os pilares do grupo S apresentaram os maiores valores de momento fletor último, atingindo aproximadamente 32.000 a 33.000 kN·cm, além de elevada rigidez inicial. Esse comportamento indica melhor desempenho estrutural em termos de resistência à flexão.

Os pilares do grupo N apresentaram comportamento intermediário em termos de momentos últimos, com valores da ordem de 22.000 a 25.000 kN·cm, porém alcançando os maiores valores de curvatura, caracterizando elevada ductilidade.

Já os pilares dos grupos M, F e V apresentaram um comportamento parecido, com valores de momento fletor último em torno de 25.000 kN·cm e valores curvatura final entre 0,04 e 0,08 mm⁻¹.

Os pilares do grupo O apresentaram resistência semelhante aos grupos intermediários, porém com menores valores de curvatura última, indicando menor capacidade de rotação plástica.

Conclui-se que o diagrama Momento fletor X Curvatura reforça a importância de se considerar simultaneamente resistência, rigidez e ductilidade na avaliação do desempenho dos pilares, destacando que soluções estruturalmente mais seguras são aquelas que conciliam elevada capacidade resistente com deformações significativas antes do colapso.

7. CONCLUSÕES

7.1. COMPORTAMENTO CARGA X TAXA DE CONECTORES

Os pilares com menores taxas de chumbadores tiveram cargas de rupturas aproximadas na faixa de 400kN a 550kN, porém a maior parte deles possuíam taxas de chumbadores baixas mesmo para a primeira faixa, o que indica que quantidade de conectores menor não causa um grande impacto na aumento na carga de ruptura.

Já para a taxa intermediária houve uma apresentação mais similar dos pilares na carga de ruptura, todos eles aproximadamente na faixa de carga de 400kN a 600kN, indicando que os pilares com essa faixa de taxa possuem uma maior melhora na resistência dos pilares.

Para a taxa mais elevada os resultados indicam uma leve elevação na capacidade de resistência, o que pode não ser tão viável pois é uma grande quantidade de chumbadores para um aumento de carga discreto.

Porém o comportamento geral dos elementos reforçados depende de vários outros aspectos, como a aderência, a distribuição dos chumbadores, a qualidade do concreto e o modo de ruptura.

O tipo de técnica para a instalação dos chumbadores tipo estribos podem influenciar a carga de ruptura, da mesma forma o tipo e distribuição dos conectores tipo parafusos.

7.2. COMPORTAMENTO CARGA X DESLOCAMENTO HORIZONTAL MÁXIMO

O deslocamento horizontal máximo dos pilares com as menores taxas de chumbadores apresenta grande variabilidade. No entanto, observa-se que os pilares com menores e maiores deslocamentos atingem cargas de ruptura semelhantes, o que evidencia um comportamento estrutural satisfatório. Esse desempenho indica que tais elementos possuem elevada capacidade de deformação antes da ruptura, suportando cargas elevadas mesmo com grandes deslocamentos.

Para a faixa intermediária de taxa de chumbadores, verifica-se uma diferença mais significativa no comportamento estrutural. Os pilares que atingem maiores cargas de ruptura apresentam deslocamentos moderados ou reduzidos, indicando maior eficiência e rigidez estrutural. Em contrapartida, os pilares com deslocamentos elevados apresentam menores cargas de ruptura, o que sugere uma redução na capacidade resistente do elemento.

Já para a maior taxa de chumbadores, os resultados indicam apenas um leve incremento no desempenho estrutural. Esse ganho discreto pode não ser tecnicamente ou economicamente viável, uma vez que exige uma quantidade significativamente maior de chumbadores para um aumento pouco expressivo na carga de ruptura.

7.3. COMPORTAMENTO CARGA X DEFORMAÇÃO MÁXIMA NO CONCRETO

Na faixa de menor taxa de chumbadores, observa-se que a deformação no concreto se concentra em valores intermediários, indicando uma boa capacidade

resistente e um comportamento estrutural satisfatório. No entanto, alguns pilares, como o P1-N e o P2-N, apresentaram deformações mais elevadas, o que sugere maior degradação do concreto.

Para a faixa intermediária de taxa de chumbadores (entre 0,25% e 0,49%), verifica-se que os pilares P2-S, P5-S, P3-V e P4-V atingiram cargas de ruptura superiores a 500 kN, mesmo que estejam nos extremos de deformação, evidenciando maior eficiência estrutural e a influência positiva da taxa de chumbadores no aumento da capacidade resistente.

Já para as taxas mais elevadas de chumbadores (entre 0,50% e 0,75%), os pilares apresentaram valores de deformação do concreto semelhantes entre si, embora associados a cargas de ruptura distintas. Esse comportamento indica que o concreto atinge níveis próximos de deformação de esmagamento no momento da ruptura, independentemente de pequenas variações na carga aplicada.

De modo geral, conclui-se que uma quantidade adequada de chumbadores melhora a transferência de esforços, a aderência e a redistribuição das tensões. Contudo, taxas excessivamente elevadas não resultaram em ganhos significativos de resistência, indicando que taxas intermediárias representam uma solução mais eficiente do ponto de vista estrutural.

7.4. COMPORTAMENTO CARGA X DEFORMAÇÃO MÁXIMA NO AÇO

Na faixa inicial de taxa de chumbadores, observa-se a coexistência de diferentes comportamentos estruturais. Pilares como o P2-O e o P4-S, com maiores taxas de chumbadores, assim como o P2-F, sem chumbadores, atingiram elevadas cargas de ruptura associadas a baixas deformações no aço, indicando um comportamento mais rígido, possivelmente governado pela resistência do concreto. Por outro lado, pilares como o P3-N apresentaram grandes deformações no aço concomitantemente a altas cargas de ruptura, caracterizando um modo de ruptura controlado pelo aço e evidenciando a eficiência do reforço.

Na faixa intermediária de taxa de chumbadores, os pilares apresentaram comportamento mais uniforme, com cargas de ruptura elevadas e deformações variando de moderadas a elevadas. Esse desempenho indica um equilíbrio mais adequado entre resistência e ductilidade, refletindo um comportamento estrutural mais estável.

Já na faixa mais elevada de taxa de chumbadores, o pilar P5-F, que apresentou menores deformações, evidenciou um comportamento mais rígido e eficiente, confirmando a influência positiva de sua elevada taxa de chumbadores. Em contrapartida, o pilar P4-F apresentou maiores deformações associadas a menores cargas de ruptura, caracterizando um comportamento mais deformável.

De modo geral, os resultados indicam que a faixa intermediária de taxa de chumbadores se mostra a mais eficiente, por proporcionar um equilíbrio mais adequado entre capacidade resistente e ductilidade dos pilares reforçados.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Diante dos resultados obtidos, conclui-se que a faixa intermediária de taxa de chumbadores constitui a solução mais adequada sob os aspectos estrutural e construtivo, pois promove um aumento significativo da capacidade resistente aliado a um comportamento estrutural mais estável, sem a necessidade de um uso excessivo de conectores.

Nesse cenário, os pilares analisados por Virgens (2015) e Marques (2014) destacaram-se por apresentarem, de forma predominante, os melhores desempenhos globais, combinando resistência, rigidez e ductilidade. Adicionalmente, os pilares estudados por Sahb (2008), embora não tenham apresentado comportamento estrutural estável na maioria dos casos, alcançaram elevadas cargas de ruptura, confirmando a eficácia do reforço em termos de capacidade resistente.

REFERÊNCIAS

- AQUINO, Luiz. Pilar de concreto - excentricidades [vídeo]. YouTube, 2025.
Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=n5S2sWJAvBk>. Acesso em: 9 out. 2025.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: Referências. Rio de Janeiro. 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9452: Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro. 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575-1: Edificações habitacionais - Desempenho Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro. 2021.
- BW Lopes Engenharia. *Reforços estruturais: importância, métodos e práticas essenciais*. Disponível em:
<https://www.bwlopes.com.br/reforco/2024/08/01/reforc-os-estruturais-importancia-metodos-e-praticas-essenciais/>. Acesso em: 15 out. 2025.
- 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. 522 p.
- CARASEK, Helena. Aderência de argamassas à base de cimento Portland a substratos porosos: avaliação dos fatores intervenientes e contribuição ao estudo do mecanismo da ligação. 1996. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1996. Disponível em:
<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3146/tde-25042025-072708/pt-br.php>. Acesso em: 26 set. 2025.
- FERREIRA, D. B.; GOMES, R. B.; CARVALHO, A. L. Análise experimental de pilares de concreto armado, reforçados com concreto auto adensável e conectores (DOI: 10.5216/reec.v8i2.27295). REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil, Goiânia, v. 8, n. 2, 2014. DOI: 10.5216/reec.v8i2.27295. Disponível em:
<https://revistas.ufg.br/reec/article/view/27295>. Acesso em: 12 abr. 2025.
- MACHADO, ARI DE PAULA – “Manual de reforço das estruturas de concreto armado com fibras de carbono. São Paulo: Better, 2010 - academia.edu
- MARQUES, M. G. Análise do comportamento de pilares de concreto armado reforçados com chumbadores e concreto auto adensável. 2014. 197 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014.

NASCIMENTO, Poliana Paula. Análise experimental de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão, reforçados com concreto auto-adensável e conectores. 2009. 172 f. Dissertação (Mestrado em Engenharias) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2009.

OLIVEIRA, Denevaldo De Jesus. Et al. Estudo de restauração em pilares com patologias através do método de encamisamento em pilares de concreto armado. Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento. Ano 05, Ed. 12, Vol. 02, pp. 05-40. Dezembro de 2020. ISSN: 2448-0959. Disponível em:

<https://www.nucleodoconhecimento.com.br/engenharia-civil/estudo-de-restauracao>

OMAR, M. Y. M.; REIS, A. P. A.; ADORNO, A. L. C.; GOMES, R. B. Análise experimental de pilares de concreto armado reforçados com CAA submetidos à flexo-compressão reta. In: CONGRESSO DE PESQUISA, ENSINO E EXTENSÃO DA UFG - CONPEEX, 2., 2005, Goiânia. Anais do II CONPEEX/II Seminário de Pesquisa e Pós-Graduação da UFG [CD-ROM], Goiânia: UFG, 2005. n.p.

PALIGA, Aline. Flambagem. Pelotas: Universidade Federal de Pelotas, Centro de Engenharias, 2014. Material didático da disciplina Resistência dos Materiais II. Disponível em: <https://wp.ufpel.edu.br/alinepaliga/files/2014/08/Flambagem.pdf>. Acesso em: 05 out. 2025.

RIGAZZO, Alexandre de Oliveira. *Análise do comportamento estrutural de pilares de concreto armado reforçados por encamisamento parcial*. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2015.

RISSO, M. A. C. (2008) Resistência ao cisalhamento de ligações de concreto de diferentes idades providas de chumbadores de expansão. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro-COPPE.

SAHB, K. F. P. Análise experimental de pilares de concreto armado submetidos a flexo-compressão, reforçados com concreto auto-adensável e chumbadores. [s.l.] Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2008.

SANVEZZO, R. C.; BENEDITO, A. V.; FERRARI, V. J. Comportamento de pilares de concreto retangulares reforçados por encamisamento com polímeros de fibras de carbono. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 24, e136438, jan./dez. 2024. ISSN

1678-8621 Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1590/s1678-86212024000100750>. Acesso em: 15 abr. 2025.

SILVA, Diêgo Raffael Fernandes da. TELES, Euzébio Cardoso. BARROS, Enicléia Nunes de Sousa. Patologias em estruturas de concreto armado em ambiente industrial. Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento. Ano 05, Ed. 10, Vol. 06, pp. 14-41. Outubro de 2020. ISSN: 2448-0959. Disponível em: <https://www.nucleodoconhecimento.com.br/engenharia-civil/patologias-em-estruturas>

SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T.; "Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto" Editora PINI, São Paulo, 1998.

TAKEUTI, A. R. Reforço de pilares de concreto armado por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho. [s.l.] Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.

VIRGENS, jeovan pereira; GOMES, R. B.; TRAUTWEIN, L. M. Análise experimental de pilares de concreto armado, com carga excêntrica, reforçados com chumbadores e concreto autoadensável (CAA) (DOI: 10.5216/reec.v8i1.27371). REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil, Goiânia, v. 8, n. 1, 2014. DOI: 10.5216/reec.v8i1.27371. Disponível em: <https://revistas.ufg.br/reec/article/view/27371>. Acesso em: 12 abr. 2025.