

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
CENTRO TECNOLÓGICO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Danielli Cristina Borelli Cintra

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE EMENDA EM ARMADURA LONGITUDINAL DE
PILARES CURTOS DE CONCRETO**

Vitória – ES

2013

DANIELLI CRISTINA BORELLI CINTRA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE EMENDA EM ARMADURA LONGITUDINAL DE
PILARES CURTOS DE CONCRETO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração em Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Ing. Luiz Herkenhoff Coelho

Coorientador: Prof. Dr. Fernando Avancini Tristão

Vitória – ES

2013

Dados Internacionais de Catalogação-na-publicação (CIP)
(Biblioteca Setorial Tecnológica,
Universidade Federal do Espírito Santo, ES, Brasil)

C574a Cintra, Danielli Cristina Borelli, 1976-
Análise experimental de emenda em armadura longitudinal
de pilares curtos de concreto / Danielli Cristina Borelli Cintra. –
2013.
177 f. : il.

Orientador: Luiz Herkenhoff Coelho.
Coorientador: Fernando Avancini Tristão.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade
Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Construção de concreto armado. 2. Construção civil. 3.
Emenda por traspasse. 4. Armadura longitudinal de pilar. I.
Coelho, Luiz Herkenhoff. II. Tristão, Fernando Avancini. III.
Universidade Federal do Espírito Santo. Centro Tecnológico. IV.
Título.

CDU: 624

*Dedico este trabalho a
meus pais, Alcides e Dirce;
meu marido, Valdir;
meus filhos, Gabriel e Guilherme.*

Agradecimentos

Este é um trabalho de equipe.

Teve início com a idealização dos professores Herkenhoff e Avancini, que generosamente confiaram o desenvolvimento do tema a mim e que acabou arrebatando tantos colaboradores ao longo de nossa pesquisa. Obrigada pela dedicação, paciência e pela oportunidade de trabalharmos juntos.

Agradeço imensamente aos amigos do Laboratório de Ensaaios em Materiais de Construção, Loriato, Carlos, Márcio, Henrique, Sebastião e Jorge, além dos alunos de graduação, Aklabian, Alexandre, Eduardo, Kevin, Lucas e Milton, por toda força e suor literalmente despendidos para realização do programa experimental.

Também agradeço à professora Geilma, sempre presente, desde o planejamento experimental até a análise estatística dos resultados, e aos professores Fernando Lordello, Patrício e Adelmo, pela assessoria e incentivo que nos deram diante dos desafios dos ensaios de laboratório e interpretação de resultados.

Ao amigo Lorenzo pela ajuda no desenvolvimento das formas de madeira e pelo apoio de sempre. Ao Sr. Cláudio pela disponibilidade dos fretes de materiais.

Às empresas CENTRALFER, CONCREVIT, INCOSPAL, MIZU e VITÓRIA STONE pelos materiais cedidos e incentivos à pesquisa.

Aos engenheiros Adriano Sisternas da INCOSPAL, Carlos Augusto Calmon Nogueira da Gama da MCA TECNOLOGIA DE ESTRUTURAS e Leonardo Roncetti da Silva da TECHCON ENGENHARIA E CONSULTORIA, pelo acompanhamento dos ensaios de pilares e pelos preciosos conselhos recebidos. Agradeço também aos engenheiros coordenadores de obra que foram entrevistados, pela generosidade em compartilhar conosco suas experiências na execução de pilares.

Às companheiras Denise, Ivana, Janaína, Juliana e Xuxa.

Aos meus alunos, que me incentivam a estudar cada dia mais.

À UFES pela estrutura disponibilizada.

RESUMO

CINTRA, Danielli Cristina Borelli. **ANÁLISE EXPERIMENTAL DE EMENDA POR TRASPASSE EM ARMADURA LONGITUDINAL DE PILARES CURTOS DE CONCRETO**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória-ES, 2013.

A emenda por traspasse de armadura longitudinal posicionada na base de pilares, largamente utilizada na execução de estruturas de múltiplos pavimentos em concreto armado, consiste num dos pontos mais vulneráveis às manifestações patológicas em pilares de edifícios, comprometendo o desempenho estrutural e durabilidade da edificação. Tal região é prejudicada, desde a etapa de concretagem, pela alta concentração de armadura e pela altura elevada de lançamento do concreto, que promovem a segregação do agregado, além de dificultarem o acesso para o adensamento. Durante a vida útil da estrutura, é uma região de alta concentração de esforços e geralmente exposta a agentes agressivos, como o acúmulo de resíduos de produtos químicos, de limpeza e umidade. O presente trabalho trata-se de um estudo experimental e estatístico do comportamento até a ruptura de 31 pilares curtos de concreto armado, submetidos à compressão centrada. Todos os pilares possuíam seção transversal de 19cm x 19cm, altura de 170cm, resistência do concreto em torno de 30MPa e taxa geométrica de armadura longitudinal de 0,88%. Variou-se apenas a posição da emenda e o comprimento de traspasse da armadura longitudinal para analisar a influência desses dois fatores e da interação entre eles na capacidade de carga dos pilares. São analisados qualitativamente os procedimentos de fabricação das amostras de pilares, que foram próximos às condições de execução de pilares em obras. Utilizou-se um planejamento fatorial para analisar estatisticamente os resultados experimentais, que confirmou as hipóteses de que nenhum dos fatores adotados, nem mesmo a interação entre eles, seriam significativos para a capacidade de carga dos pilares.

Palavras-chave: Emenda por traspasse. Armadura longitudinal de pilar. Pilares em concreto armado

ABSTRACT

CINTRA, Danielli Cristina Borelli. **ANÁLISE EXPERIMENTAL DE EMENDA POR TRASPASSE EM ARMADURA LONGITUDINAL DE PILARES CURTOS DE CONCRETO**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória-ES, Brasil, 2013.

The lap splice of the longitudinal reinforcement of columns positioned at the base, widely used in the execution of multiple floors structures in reinforced concrete floors, is the most vulnerable point in the pathological manifestations columns of buildings, compromising the structural performance and durability of the building. This region suffers from the stage of concrete, the high concentration of bars and high altitude release of concrete that promote segregation of the aggregate, and hinder access to the consolidation. During the life of the structure, is a region of high concentration of efforts, especially in columns bracing and often exposed to aggressive agents, such as the accumulation of waste chemicals, cleaning and humidity. The present work is an experimental and statistical study of the behavior at break of 31 short columns reinforced concrete subjected to concentric compression. All columns possessed cross section of 19cm x 19cm, height 170cm, concrete strength around 30MPa and longitudinal geometric rate of 0.88%. Varied only the position and the length of the lap splice to analyze the influence of these two factors and the interaction between them in the capacity of the columns. Are analyzed qualitatively manufacturing procedures samples of columns, which were close to the conditions of execution of the columns in the works. We used a factorial design to statistically analyze the experimental results, which confirmed the hypothesis that none of the factors applied, even the interaction between them, would be significant for the load capacity of the columns.

Keywords: Lap splice. Longitudinal reinforcement of column. Reinforced concrete columns.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Pilares contraventados e elementos de contraventamento.....	25
Figura 2- Classificação de pilares quanto à sua posição no pavimento.	27
Figura 3- Situação de projeto dos pilares internos ou intermediários.....	28
Figura 4- Situação de projeto dos pilares de borda ou de extremidade.	29
Figura 5- Situação de projeto dos pilares de canto.	30
Figura 6- Momentos fletores solicitantes comuns em pilares.	32
Figura 7 – Armadura transversal nas emendas por traspasse.	44
Figura 8 – Diagrama com as atividades desenvolvidas no programa experimental ..	60
Figura 9 - Geometria dos pilares ensaiados (cm).....	61
Figura 10 - Detalhamento da armadura dos pilares sem emenda, considerados como referência PR - dimensões em centímetros – repetição 3x.....	64
Figura 11 - Detalhamento da armadura dos pilares com emenda por traspasse de 34cm – dimensões em centímetros - repetição 3x	65
Figura 12- Detalhamento da armadura dos pilares com emenda por traspasse de 17cm – dimensões em centímetros - repetição 3x	66
Figura 13 - Detalhamento da armadura dos pilares com emenda de topo (cm) – repetição 3x.....	67
Figura 14 - Detalhamento da distribuição dos estribos na região das emendas de barras longitudinais, de acordo com os diferentes comprimentos de traspasse.	68
Figura 15- Imagem da região das emendas de barras longitudinais.....	68
Figura 16- Posicionamento dos espaçadores plásticos.....	69
Figura 17 - Formas de madeira utilizadas para moldagem dos pilares.....	76
Figura 18 – Lançamento das camadas de concreto através de calha de madeira....	79
Figura 19 - Utilização de papel molhado na base dos pilares para minimizar a saída de água de exsudação.	81
Figura 20 - Pilares depois da desforma e corpos de prova recém-moldados.....	82

Figura 21 - Tratamento superficial executado no topo dos pilares.	84
Figura 22 – Placa de elastômero posicionada no topo do pilar.	85
Figura 23 – Transporte horizontal dos pilares.	87
Figura 24 – Aplicação de carga em pilar.	88
Figura 25 – Ensaio de abatimento do tronco de cone, conforme NBR NM 67 (ABNT, 1998).	93
Figura 26 – Relação entre os valores de ensaio e os previstos para o módulo de elasticidade do concreto à compressão aos 28 dias.	101
Figura 27 – Dispersão das estimativas de resistência à compressão do concreto, aos 28 dias, pelo método do esclerômetro.....	103
Figura 28 – Carga relativa máxima de compressão resistida pelos pilares.....	109
Figura 29 – Efeito de ponta na ruptura do pilar P1.2-3.....	111
Figura 30 – Flambagem da armadura abaixo da emenda de topo no pilar P3.1-3..	112
Figura 31 – ANOVA do efeito do comprimento de traspasse sobre a carga relativa.	121
Figura 32 – ANOVA do efeito da posição da emenda sobre a carga relativa.....	122
Figura 33 – Efeito da interação entre comprimento e posição da emenda sobre a carga relativa.....	123
Figura 34 – Aspecto do rompimento do pilar de referência PR-1.....	147
Figura 35 – Aspecto do rompimento do pilar P1.1-1.	148
Figura 36 – Aspecto do rompimento do pilar P1.2-1.	149
Figura 37 – Aspecto do rompimento do pilar P1.3-1.	150
Figura 38 – Aspecto do rompimento do pilar P2.1-1.	151
Figura 39 – Aspecto do rompimento do pilar P2.2-1.	152
Figura 40 – Aspecto do rompimento do pilar P2.3-1.	153
Figura 41 – Aspecto do rompimento do pilar P3.1-1.	154
Figura 42 – Aspecto do rompimento do pilar P3.2-1.	155

Figura 43 – Aspecto do rompimento do pilar P3.3-1.	156
Figura 44 – Aspecto do rompimento do pilar de referência PR-2.....	157
Figura 45 – Aspecto do rompimento do pilar P1.1-2.	158
Figura 46 – Aspecto do rompimento do pilar P1.2-2.	159
Figura 47 – Aspecto do rompimento do pilar P1.3-2.	160
Figura 48 – Aspecto do rompimento do pilar P2.1-2.	161
Figura 49 – Aspecto do rompimento do pilar P2.2-2.	162
Figura 50 – Aspecto do rompimento do pilar P2.3-2.	163
Figura 51 – Aspecto do rompimento do pilar P3.1-2.	164
Figura 52 – Aspecto do rompimento do pilar P3.2-2.	165
Figura 53 – Aspecto do rompimento do pilar P3.3-2.	166
Figura 54 – Aspecto do rompimento do pilar de referência PR-3.....	167
Figura 55 – Aspecto do rompimento do pilar P1.1-3.	168
Figura 56 – Aspecto do rompimento do pilar P1.2-3.	169
Figura 57 – Aspecto do rompimento do pilar P1.3-3.	170
Figura 58 – Aspecto do rompimento do pilar P2.1-3.	171
Figura 59 – Aspecto do rompimento do pilar P2.2-3.	172
Figura 60 – Aspecto do rompimento do pilar P2.3-3.	173
Figura 61 – Aspecto do rompimento do pilar P3.1-3.	174
Figura 62 – Aspecto do rompimento do pilar P3.2-3.	175
Figura 63 – Aspecto do rompimento do pilar P3.3-3.	176
Figura 64 – Aspecto do rompimento do pilar P0.0.	177

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Variáveis aplicadas no programa experimental	58
Tabela 2 – Características dos pilares de concreto armado ensaiados (produção da autora)	63
Tabela 3 – Verificação da esbeltez dos pilares ensaiados	70
Tabela 4 – Estimativa da capacidade resistente dos pilares de concreto armado ensaiados	71
Tabela 5 – Materiais utilizados para preparo do concreto	72
Tabela 6 – Relação dos ensaios de caracterização do concreto realizados e suas respectivas normas	73
Tabela 7 – Propriedades mecânicas exigíveis de barras e fios destinados à armadura utilizada	74
Tabela 8 – Características nominais dos fios e barras de aço utilizados	74
Tabela 9 – Descrição das concretagens realizadas	83
Tabela 10 – Resultados dos ensaios químicos e físicos do cimento utilizado, conforme normas da ABNT	90
Tabela 11 – Relatório de ensaio de composição granulométrica dos agregados	91
Tabela 12 – Resultados dos ensaios de caracterização dos agregados	92
Tabela 13 – Parâmetros para avaliação estatística de desempenho do ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos, segundo a NBR 5739 (ABNT, 2007). ..	95
Tabela 14 – Avaliação do ensaio através do coeficiente de variação dos resultados	95
Tabela 15 – Resultado dos ensaios de resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos de concreto, aos 28 dias (produção da autora)	97
Tabela 16 – Resistência à tração do concreto por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos	98
Tabela 17 – Módulo estático de elasticidade à compressão do concreto	99

Tabela 18 – Comparação entre valores de ensaio e estimativas para módulo estático de elasticidade à compressão do concreto.	100
Tabela 19 – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão, realizada nos pilares, aos 28 dias, conforme NBR 7584 (ABNT, 2012).....	102
Tabela 20 – Resultados médios dos ensaios realizados em exemplares de concretagem de pilares, aos 28 dias.	104
Tabela 21 – Resistência à tração da barra de diâmetro nominal Ø10mm CA-50, área nominal de 78,5 mm ² (s _o), em temperatura ambiente.	105
Tabela 22 – Carga de ruptura à compressão centrada dos pilares da primeira repetição.....	106
Tabela 23 – Carga de ruptura à compressão centrada dos pilares da segunda repetição.....	107
Tabela 24 – Carga de ruptura à compressão centrada dos pilares da terceira repetição.....	108
Tabela 25 – Carga de ruptura à compressão centrada do pilar em concreto simples.	109
Tabela 26 – Planilha de cálculo para análise de variância (ANOVA).	117
Tabela 27 – Matriz de planejamento fatorial gerada no programa Statistica.....	119
Tabela 28 – ANOVA das variáveis e da interação entre elas.....	120
Tabela 29 – Resistência à compressão no concreto para ajuste e comprovação de traço.	138
Tabela 30 – Resistência à compressão nos exemplares de T4 e T5.	139
Tabela 31 – Resistência à compressão nos exemplares de T6 e T7.	140
Tabela 32 – Resistência à compressão nos exemplares de T8 e T9.	141
Tabela 33 – Resistência à compressão nos exemplares de T10 e T11.	142
Tabela 34 – Resistência à compressão nos exemplares de T12 e T13.	143
Tabela 35 – Resistência à compressão nos exemplares de T14 e T15.	144

Tabela 36 – Resistência à compressão nos exemplares de T16 e T17. 145

Tabela 37 – Resistência à compressão nos exemplares de T18 e T19. 146

SUMÁRIO

RESUMO

ABSTRACT

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	19
1.2	OBJETIVOS	20
1.2.1.	Objetivo geral	20
1.2.2.	Objetivos específicos	20
1.3	HIPÓTESE	21
1.4	METODOLOGIA E ESTRUTURA DO TRABALHO	21
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
2.1	PILARES DE CONCRETO ARMADO	24
2.1.1	Classificação dos pilares quanto à sua rigidez	24
2.1.2	Classificação dos pilares quanto à sua posição no pavimento	26
2.1.3	Pilares com carga centrada	32
2.1.4	Pilares com carga excêntrica	33
2.1.5	Análise estrutural	34
2.2	DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS DE PILARES	35
2.2.1	Dimensões mínimas	35
2.2.2	Armadura de pilares	36
2.3	EMENDAS POR TRASPASSE DE BARRAS COMPRIMIDAS	39
2.3.1	Considerações	40

2.3.2	Comprimento de traspasse de barras comprimidas de acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2007)	42
2.3.3	Comprimento de traspasse de barras comprimidas de acordo com o ACI 318M-11 (ACI, 2011)	44
2.3.4	Comprimento de traspasse de barras comprimidas de acordo o EN 1992-1-1 (CEN, 2004)	45
2.3.5	Aderência entre concreto e aço	47
2.3.6	Influência do cobrimento da armadura	49
2.3.7	Influência da qualidade do concreto	51
2.3.8	Comportamento da ponta nas barras emendadas	52
2.4	EFEITOS INDESEJÁVEIS DA EMENDA DE ARMADURA EM PILARES	54
2.4.1	Manifestações patológicas	54
2.4.2	Desempenho sísmico	55
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	57
3.1	PLANEJAMENTO FATORIAL	57
3.2	DESCRIÇÃO DOS PILARES	61
3.2.1	Geometria dos pilares	61
3.2.2	Identificação dos pilares	62
3.2.3	Arranjo das armaduras	64
3.2.4	Estimativa da capacidade resistente dos pilares	69
3.3	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	71
3.3.1	Concreto	71
3.3.2	Aço	73
3.4	MOLDAGEM DOS PILARES	75
3.4.1	Forma dos pilares	75
3.4.2	Armadura dos pilares	77
3.4.3	Concretagem dos pilares	77

3.4.4	Preparo das superfícies dos pilares	83
3.5	ENSAIO DOS PILARES À COMPRESSÃO	85
3.5.1	Máquinas de ensaio	85
3.5.2	Posicionamento dos pilares na máquina de ensaio	86
3.5.3	Aplicação da carga de compressão e vinculação	87
4	RESULTADOS DOS EXPERIMENTOS – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE	89
4.1	MATERIAIS COMPONENTES DO CONCRETO	89
4.1.1.	Cimento Portland	89
4.1.2.	Agregados	90
4.2	CONCRETO	93
4.2.1	Parâmetros de qualidade da operação de concretagem	94
4.2.2	Resistência à tração do concreto	96
4.2.3	Módulo de elasticidade à compressão do concreto	98
4.2.4	Dureza superficial do concreto	101
4.2.5	Resumo das características mecânicas do concreto	104
4.3	AÇO	105
4.4	CARGA DE RUPTURA DOS PILARES ENSAIADOS	105
4.5	CONSIDERAÇÕES SOBRE ASPECTOS CONSTRUTIVOS DOS PILARES	110
4.5.1	Posicionamento da armadura	110
4.5.2	Adensamento mecânico	113
4.5.3	Exsudação do concreto	113
4.5.4	Verticalidade das peças	114
4.6	ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS	114
4.6.1	Modelo estatístico	115
4.6.2	Teste de hipóteses	116

4.6.3	Análise dos resultados	118
5	CONCLUSÕES	124
5.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	124
5.2	INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DE TRASPASSE, DA POSIÇÃO DA EMENDA E DA INTERAÇÃO ENTRE ELES NA CAPACIDADE DE CARGA.....	124
5.3	PROCESSO CONSTRUTIVO	125
5.4	PARÂMETROS DE CONTROLE DO CONCRETO PRODUZIDO	127
5.5	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	128
	REFERÊNCIAS	129
	REFERÊNCIAS NORMATIVAS	135
	APÊNDICE A	138
	APÊNDICE B	147
B.1	PILAR PR-1	147
B.2	PILAR P1.1-1.....	148
B.3	PILAR P1.2-1.....	149
B.4	PILAR P1.3-1.....	150
B.5	PILAR P2.1-1.....	151
B.6	PILAR P2.2-1.....	152
B.7	PILAR P2.3-1.....	153
B.8	PILAR P3.1-1.....	154
B.9	PILAR P3.2-1.....	155
B.10	PILAR P3.3-1.....	156
B.11	PILAR PR-2.....	157
B.12	PILAR P1.1-2.....	158
B.13	PILAR P1.2-2.....	159
B.14	PILAR P1.3-2.....	160

B.15	PILAR P2.1-2.....	161
B.16	PILAR P2.2-2.....	162
B.17	PILAR P2.3-2.....	163
B.18	PILAR P3.1-2.....	164
B.19	PILAR P3.2-2.....	165
B.20	PILAR P3.3-2.....	166
B.21	PILAR PR-3.....	167
B.22	PILAR P1.1-3.....	168
B.23	PILAR P1.2-3.....	169
B.24	PILAR P1.3-3.....	170
B.25	PILAR P2.1-3.....	171
B.26	PILAR P2.2-3.....	172
B.27	PILAR P2.3-3.....	173
B.28	PILAR P3.1-3.....	174
B.29	PILAR P3.2-3.....	175
B.30	PILAR P3.3-3.....	176
B.31	PILAR P0.0.....	177

1 INTRODUÇÃO

Pilares são elementos estruturais indispensáveis numa edificação convencional de concreto armado, são responsáveis pela transferência dos esforços oriundos das vigas, ou diretamente das lajes, para as fundações, estando sujeitos principalmente a esforços de compressão.

Para a adequada disposição das barras de aço dentro de um elemento de concreto, chamada de arranjo de armadura, muitas vezes necessita-se emendar as barras devido às limitações de seu comprimento. É o que ocorre nas barras longitudinais dos pilares, especialmente em estruturas de concreto de múltiplos pavimentos, devido à sua altura ou por exigência do processo construtivo.

A emenda das barras deve garantir a transferência de esforços de uma barra para outra, que pode ocorrer de maneira direta, sem a participação do concreto, como no caso das emendas rosqueadas, soldadas ou por luvas. A transmissão dos esforços também pode ser feita de maneira indireta, com a participação do concreto, por meio da sua aderência ao aço, como ocorre nas emendas por traspasse das barras. Este tipo de emenda é a sobreposição de um determinado comprimento, de duas barras paralelas, sendo o método de emenda mais utilizado e, geralmente, menos dispendioso.

Em estruturas convencionais de concreto, de uma maneira geral, a emenda da armadura longitudinal de pilares é feita por traspasse, localizada na base dos pilares, imediatamente acima da laje ou viga de um pavimento.

De acordo com Medeiros, Balbinot e Helene (2010), tal região tende a ser o ponto mais vulnerável à ocorrência de patologias em pilares, que podem comprometer a capacidade resistente e a durabilidade da estrutura.

A base de pilares é prejudicada, desde a etapa de concretagem, pela alta concentração de armadura das emendas, pela altura elevada de lançamento e pela dificuldade de acesso para o adensamento do concreto. Durante a fase de utilização da estrutura, é uma região de alta concentração de esforços e geralmente exposta a

agentes agressivos, como o acúmulo de resíduos de produtos químicos, de limpeza e umidade.

Neste trabalho é desenvolvido um programa experimental sobre as emendas por traspasse da armadura longitudinal dos pilares de concreto, para o estudo da influência dos fatores de posição e comprimento de traspasse da emenda das barras, e a interação desses dois fatores, na capacidade resistente de pilares. A análise dos resultados é feita estatisticamente através de um planejamento fatorial.

Também é avaliada qualitativamente a trabalhabilidade das condições de concretagem vertical dos pilares com emendas por traspasse das barras longitudinais em diferentes alturas e diferentes comprimentos de traspasse, inclusive emenda de topo.

1.1 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Uma análise do comportamento esperado em pilares de estruturas convencionais de concreto armado permite identificar os seguintes requisitos de desempenho para pilares, durante a fase de utilização de uma estrutura:

- resistência estrutural, com capacidade de resistir aos esforços previstos em projeto e transmiti-los à fundação, com pequenos deslocamentos;
- durabilidade, que consiste na capacidade de manter a segurança, funcionalidade e aparência aceitável da estrutura de concreto, durante um período de tempo predefinido, sem a necessidade de custos elevados de manutenção corretiva;
- menor dimensão possível da seção transversal do pilar, diminuindo interferências com outros sistemas construtivos e aumentando a área útil do pavimento;
- economia de materiais, através do maior aproveitamento da seção geométrica e menor incidência de erros que conduzem a manutenção corretiva mais frequente;
- facilidade de execução, com melhores condições de lançamento e adensamento do concreto, que além de agilizar a execução, contribui para a

homogeneidade da massa de concreto, promovendo a durabilidade da estrutura.

Melhorar a eficiência do arranjo das emendas de armadura longitudinal de pilares de concreto promove a economia de aço no comprimento de traspasse e, juntamente com as condições ideais de lançamento e adensamento, contribui para melhorar a qualidade do concreto na base de pilares, região muito suscetível à ocorrência de falhas, possibilitando o aumento da durabilidade da estrutura.

Este trabalho não tem pretensão de disseminar uma ideia de eliminação das emendas por traspasse de todas as barras da armadura longitudinal de uma seção de pilar de concreto. Através do estudo da influência da posição e do comprimento de traspasse das emendas das barras na capacidade resistente dos pilares à compressão axial, busca-se verificar uma possibilidade de diminuição do comprimento de traspasse, ou até a sua eliminação em apenas algumas emendas de barras da mesma seção, o que deve ainda ser alvo de estudos futuros.

Através da análise dos resultados da pesquisa, pretende-se contribuir para uma futura definição de arranjo de armadura de pilares mais eficiente, com mais vantagens do ponto de vista econômico, construtivo e de desempenho estrutural.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo geral

Analisar experimental e estatisticamente a capacidade estrutural de pilares em concreto armado, submetidos à compressão centrada, com diferentes configurações de posição e de comprimento de traspasse nas emendas da armadura longitudinal.

1.2.2. Objetivos específicos

Pretende-se alcançar com esta pesquisa, os seguintes objetivos:

- a) investigar o efeito da posição da emenda por traspasse de armadura longitudinal de pilares na sua capacidade resistente;
- b) investigar o efeito do comprimento de traspasse da emenda de armadura longitudinal de pilares na sua capacidade resistente;
- c) investigar o efeito interativo da posição e do comprimento de traspasse em emendas de armadura longitudinal de pilares na sua capacidade resistente;
- d) avaliar qualitativamente a trabalhabilidade das condições de concretagem em diferentes configurações de posição e comprimento de traspasse em emenda de armadura longitudinal de pilares;
- e) avaliar o comportamento mecânico das diferentes propriedades do concreto endurecido em corpos de prova moldados como parâmetro de controle dos concretos produzidos.

1.3 HIPÓTESE

Posicionando-se a emenda da armadura longitudinal de pilares de concreto numa região acima de sua base, há a possibilidade de diminuir o comprimento de traspasse, sem comprometer a capacidade resistente do elemento, promovendo economia de aço, facilidade construtiva e aumento da durabilidade da estrutura.

1.4 METODOLOGIA E ESTRUTURA DO TRABALHO

Desenvolveu-se um programa experimental e estatístico através da execução de pilares curtos de concreto armado, variando-se apenas a posição da emenda e o comprimento de traspasse da armadura longitudinal para que fosse possível analisar a influência desses dois fatores e da interação entre eles na capacidade de carga dos pilares, quando submetidos à compressão simples e levados até a ruptura. A elaboração de um planejamento fatorial que possibilitasse a análise estatística dos resultados experimentais obtidos foi fundamental para se alcançar os objetivos propostos no trabalho.

Os pilares foram moldados na vertical, de acordo com as recomendações obtidas em normas técnicas, bibliografia consagrada e em entrevistas feitas a coordenadores de obras, com a finalidade de se obter um comportamento mecânico adequado para as propriedades do concreto produzido e de analisar qualitativamente os procedimentos de fabricação de pilares.

Este trabalho se classifica como uma pesquisa experimental quantitativa e qualitativa, segundo Gil (2009), e é apresentado em cinco capítulos e dois apêndices, cuja estrutura é descrita a seguir.

No primeiro e presente capítulo são descritas as considerações fundamentais que motivaram esta pesquisa e aspectos gerais sobre os pilares em estruturas de concreto armado, além da importância do estudo das emendas por traspasse de barras da armadura longitudinal de pilares.

No capítulo 2 é feita uma breve revisão sobre as principais características do concreto armado, os princípios de dimensionamento de pilares, processos construtivos, a determinação do comprimento de traspasse de emendas de barras longitudinais de pilares e os principais fatores que afetam seu funcionamento, assim como uma abordagem sobre ocorrências de patologias em pilares de concreto armado e a importância das emendas em armadura de pilares para o seu desempenho sísmico.

O capítulo 3 descreve o programa experimental, os materiais empregados, o detalhamento dos pilares ensaiados e das emendas por traspasse da armadura longitudinal, além de apresentar o processo de produção dos pilares e os procedimentos de ensaio.

No capítulo 4 são apresentados e analisados estatisticamente os resultados dos ensaios executados através de um planejamento fatorial, assim como são discutidas as observações feitas ao longo do programa experimental.

O capítulo 5 apresenta as conclusões encontradas em relação aos objetivos já apresentados, além de outras observações feitas durante o programa experimental. Também constam sugestões para trabalhos futuros relacionados ao assunto abordado.

No apêndice A constam os resultados individuais dos ensaios de resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos para caracterização do concreto usado na pesquisa e no apêndice B são apresentadas as características e imagens dos pilares, depois de ensaiados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Com o intuito de compreender o fenômeno a ser estudado na pesquisa, este capítulo apresenta uma síntese dos assuntos pesquisados e considerados mais relevantes sobre o trabalho das emendas de armadura longitudinal de pilares de concreto. Faz-se uma abordagem geral sobre os principais esforços a que os pilares de uma estrutura convencional de concreto armado estão submetidos, seu processo construtivo, assim como o mecanismo de transferência de esforços de compressão entre o concreto e aço, que ocorre na emenda por traspasse, através da aderência.

Também são apresentadas as prescrições normativas para os procedimentos de projeto de emenda por traspasse em barras comprimidas.

2.1 PILARES DE CONCRETO ARMADO

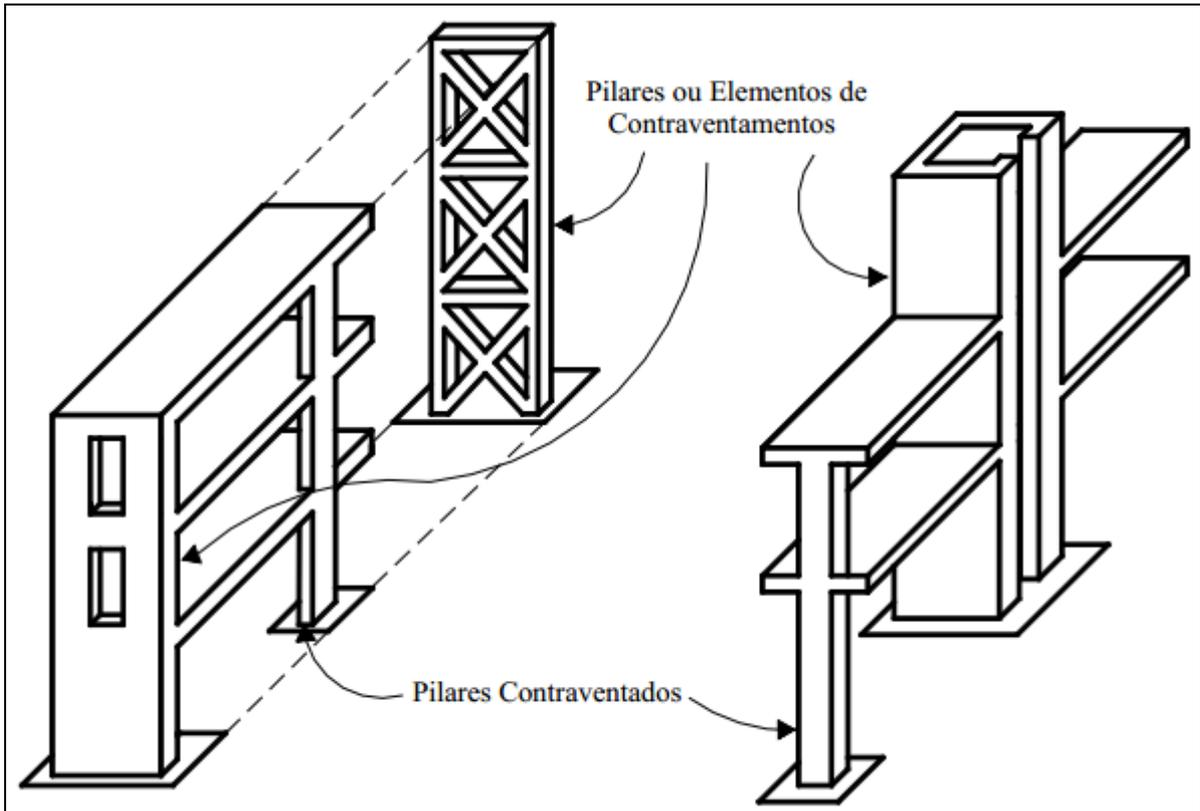
Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2007), pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes. Os pilares de edifícios podem ser classificados conforme sua rigidez e sua posição em relação ao pavimento.

2.1.1 Classificação dos pilares quanto à sua rigidez

No projeto de edifícios, devem-se criar condições necessárias de estabilidade diante das ações verticais e horizontais, isto é, a chamada estabilidade global, conforme Bastos (2005). Os pilares convencionalmente destinam-se a promover a estabilidade vertical de uma estrutura, porém elementos mais rígidos são necessários para garantir, além da estabilidade vertical, também a horizontal, elementos estes capazes de resistir às ações de vento e de abalos sísmicos, onde ocorrerem. Estes elementos mais rígidos, chamados de contraventamentos, também garantem a

indeslocabilidade dos nós dos pilares menos rígidos, chamados de contraventados, conforme ilustra a Figura 1 a seguir.

Figura 1- Pilares contraventados e elementos de contraventamento.



Fonte: FUSCO, 1981.

De acordo com Araújo (1988), a verificação da estabilidade global da estrutura de um edifício diante dos esforços horizontais deve ser sempre feita, devido ao grande risco a que os pilares de pórticos estão sujeitos pela possível deslocabilidade do sistema estrutural. O grande problema das estruturas deslocáveis é a instabilidade global, pois os deslocamentos horizontais nos vários andares, criam excentricidades crescentes na força axial nos pilares.

Süssekind (1984) atenta que toda estrutura, independente do número de pavimentos e dimensões em planta, deve ter seu sistema de contraventamento adequadamente dimensionado.

Segundo Fusco (1981), os elementos de contraventamento são constituídos por pilares de grandes dimensões, por paredes estruturais, por treliças ou pórticos de

grande rigidez, núcleo de rigidez ou outros elementos. De modo geral, procura-se fazer com que a estrutura de contraventamento, composta por dois ou mais elementos de contraventamento e pelas lajes do edifício, tenha rigidez suficiente para que os demais pilares possam ser considerados como participantes de uma estrutura de nós indeslocáveis. Os elementos de contraventamento devem assegurar a validade desta hipótese. O sistema de contraventamento também deve garantir a estabilidade da estrutura no seu conjunto, bem como deve resistir à ação do vento sobre toda a construção.

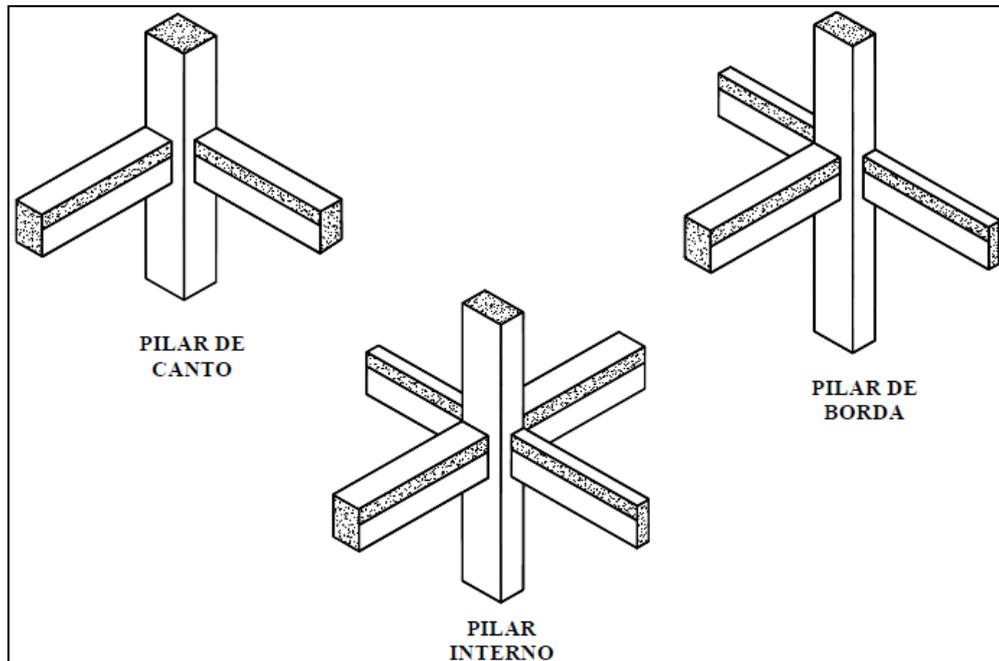
Ainda segundo Fusco (1981), os elementos de contraventamento podem ser classificados em flexíveis e rígidos. Define como elementos flexíveis de contraventamento os que devem ser calculados com a consideração de efeitos de 2ª ordem, que são esforços adicionais provenientes de uma possível instabilidade geométrica provocada pelo fenômeno de flambagem. Os elementos rígidos de contraventamento são definidos como os que têm rigidez superior a certos mínimos preestabelecidos no item 15.4.2 da NBR 6118 (ABNT, 2007), dispensando a consideração dos efeitos de 2ª ordem.

Em virtude da rigidez dos pilares de contraventamento, os pilares contraventados podem ser tratados como se tivessem apoios horizontais indeslocáveis em todos os pavimentos, conforme Fusco (1995). Os pilares de contraventamento, ao contrário, são engastados apenas na fundação e devem ser tratados como peças em balanço, submetidos a todas as cargas horizontais que se aplicam diretamente à construção, mais todas as forças horizontais de contraventamento que equilibram os pilares contraventados.

2.1.2 Classificação dos pilares quanto à sua posição no pavimento

Para efeito de projeto, os pilares podem ser classificados nos seguintes tipos conforme sua posição no pavimento: pilares internos ou intermediários; pilares de borda ou de extremidade e pilares de canto, como ilustrados na Figura 2, desde que sejam adequadamente contraventados, de acordo com Fusco (1981). A cada um desses três tipos básicos de pilares corresponde uma situação de projeto específica.

Figura 2- Classificação de pilares quanto à sua posição no pavimento.

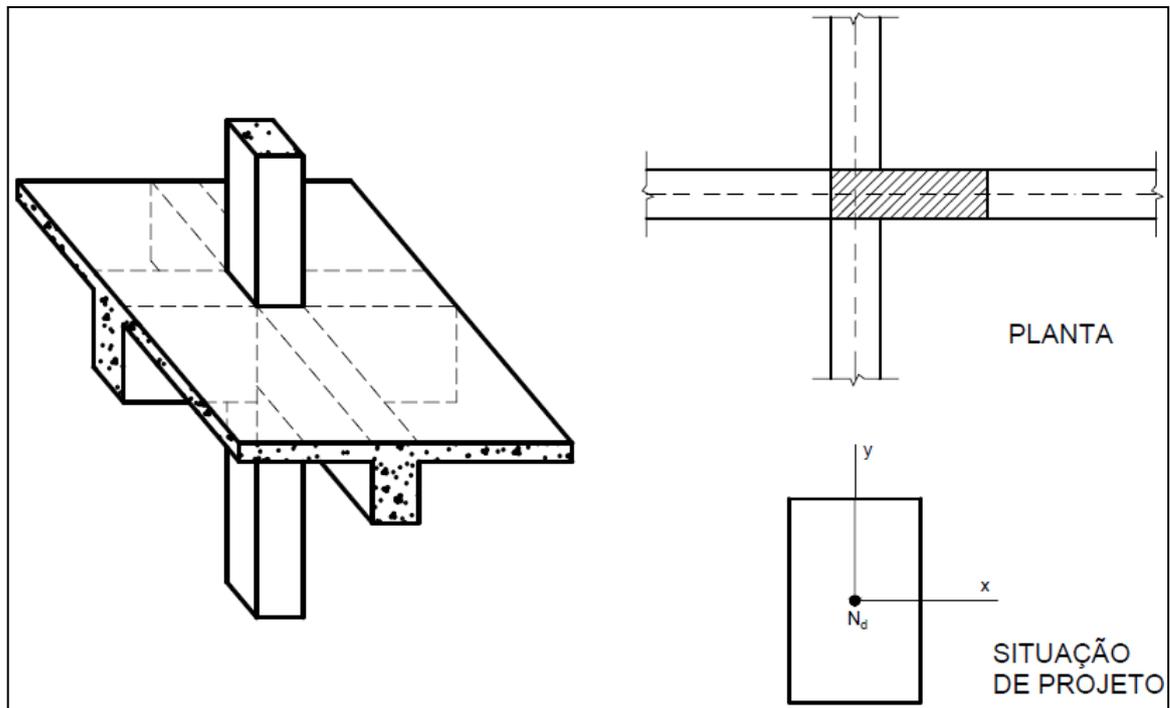


Fonte: PINHEIRO, 2007.

Os pilares internos ou intermediários são considerados sujeitos a cargas axiais de compressão, chamada de compressão centrada, conforme a Figura 3. Como as vigas e lajes que se apoiam nesses pilares não sofrem interrupção total sobre os mesmos, são pequenos e desprezíveis os momentos fletores transmitidos para os pilares, admitindo-se a situação de compressão centrada para estes pilares, conforme Fusco (1981), desde que só atuem cargas convencionais e que não seja necessário considerar a ação do vento.

A compressão centrada é apenas uma aproximação de cálculo e quase nunca uma situação real em pilares, segundo Santos (1981). Há fatores que geram excentricidades em seu carregamento e devem ser considerados no dimensionamento de pilares intermediários.

Figura 3- Situação de projeto dos pilares internos ou intermediários.



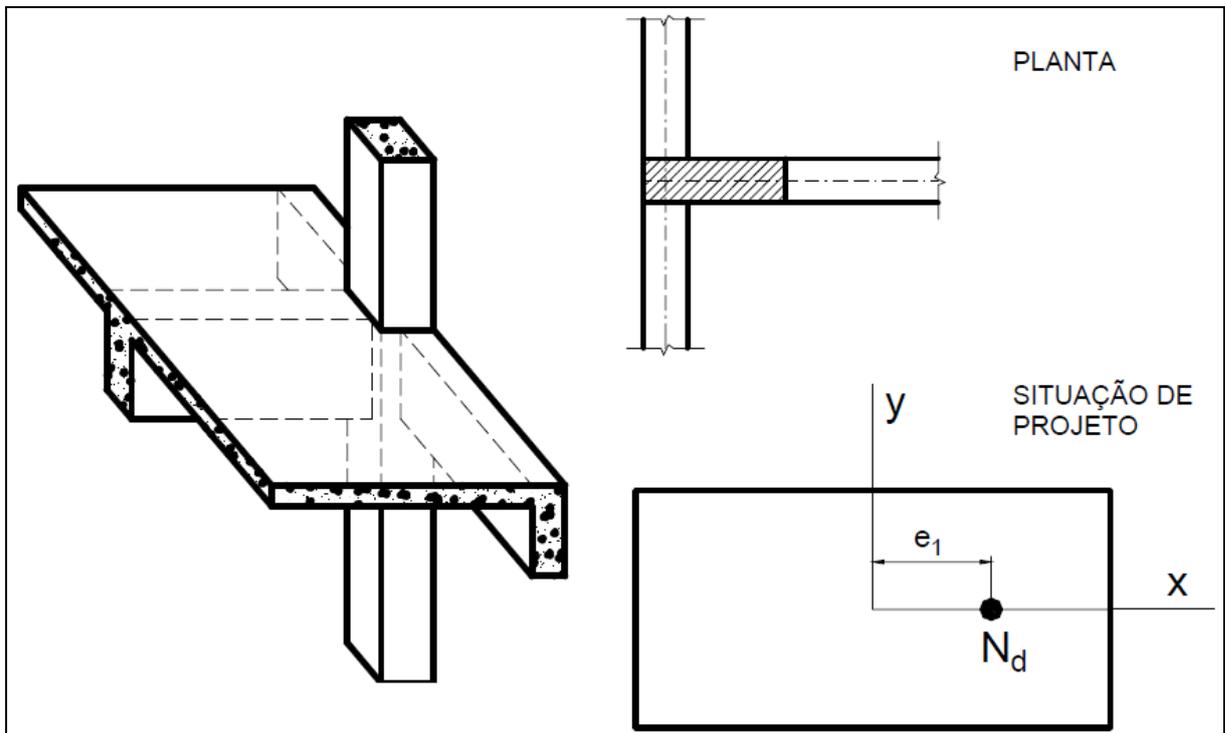
Nota: N_d é a carga resultante de compressão.

Fonte: BASTOS, 2005.

Os pilares de borda ou de extremidade encontram-se posicionados nas bordas dos edifícios e, em princípio, estão submetidos à flexão normal composta, conforme Fusco (1981), decorrente da interrupção, sobre o pilar, de viga perpendicular à borda de extremidade considerada, como ilustra a Figura 4 a seguir.

O ponto teórico de aplicação de carga normal, oriunda da viga interrompida, estando localizado fora do centro de gravidade da seção transversal do pilar, acarreta a chamada excentricidade de primeira ordem, que gera momento fletor externo solicitante no elemento, conforme Bastos (2005). No caso do pilar de borda, é gerado momento fletor em apenas uma direção do elemento, portanto a flexão normal composta.

Figura 4- Situação de projeto dos pilares de borda ou de extremidade.



Nota: 1) N_d é a carga normal resultante de compressão.

2) e_1 é a excentricidade de aplicação da carga em relação ao centroide do pilar.

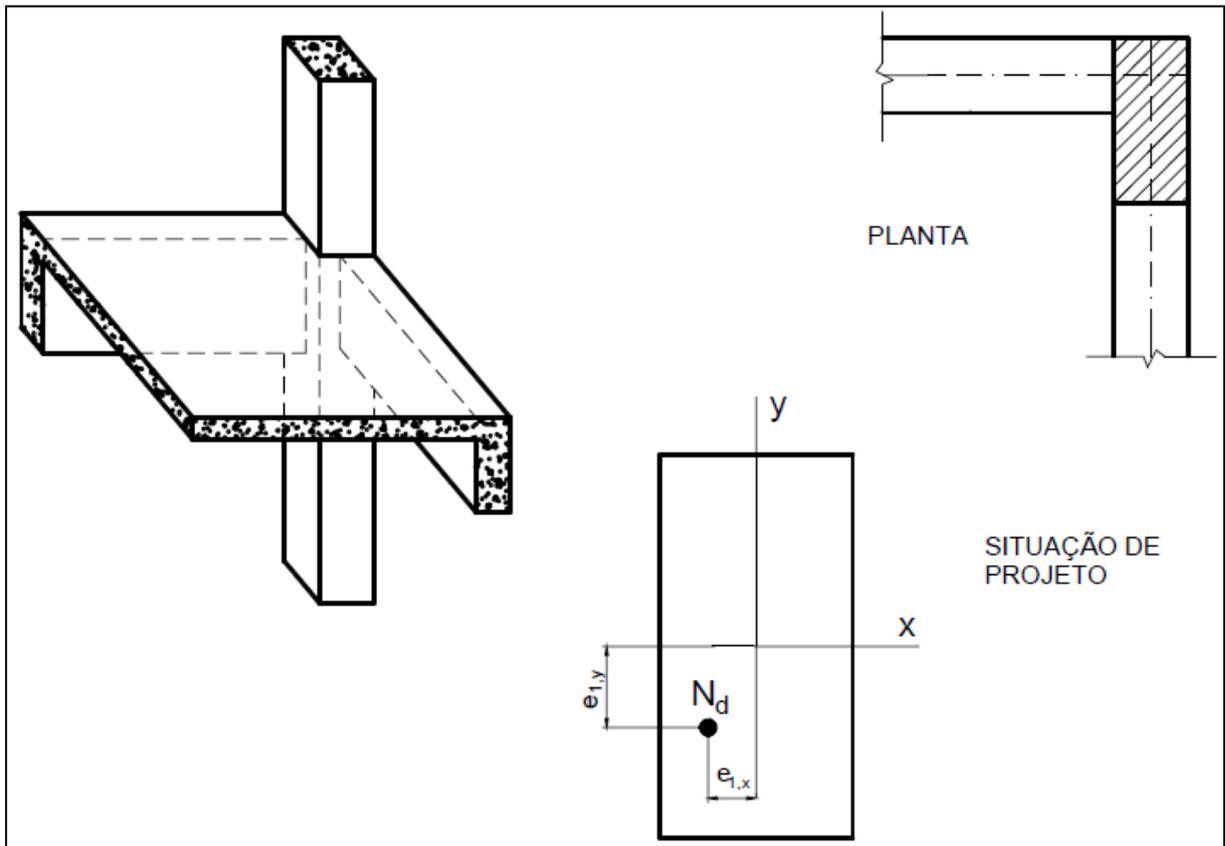
Fonte: BASTOS, 2005.

No caso dos pilares de canto, posicionados nos cantos dos edifícios, em virtude da interrupção das vigas situadas nas duas bordas do pilar, existe basicamente uma situação de projeto de flexão oblíqua composta, conforme Bastos (2005) e ilustrado na Figura 5. Os esforços solicitantes iniciais são constituídos pela força normal e por dois momentos fletores, os quais atuam simultaneamente nos planos verticais que contêm os eixos das vigas que formam o canto considerado.

As situações de projeto até então apresentadas levam em conta apenas os esforços solicitantes iniciais, que são os esforços de 1ª ordem, decorrentes apenas das cargas atuantes sobre a estrutura. Para o dimensionamento de pilares, devem ainda ser consideradas as excentricidades acidentais devidas as imperfeições do eixo dos elementos da estrutura, que também são excentricidades de 1ª ordem, bem como, no caso de pilares esbeltos, as excentricidades de 2ª ordem, esta considerada pela possível instabilidade provocada pelo fenômeno da flambagem. Carvalho e Pinheiro

(2010) e Scadelai (2004) detalham as diversas excentricidades possíveis em carregamento de pilares.

Figura 5- Situação de projeto dos pilares de canto.



Nota: 1) N_d é a carga resultante de compressão.

2) $e_{1,x}$ é a excentricidade paralela a x de aplicação da carga em relação ao centroide do pilar.

3) $e_{1,y}$ é a excentricidade paralela a y de aplicação da carga em relação ao centroide do pilar.

Fonte: BASTOS, 2005.

Nos edifícios de vários andares, os momentos que aparecem nos pilares são provenientes da superposição dos efeitos das vigas dos diferentes níveis, segundo Bastos (2005).

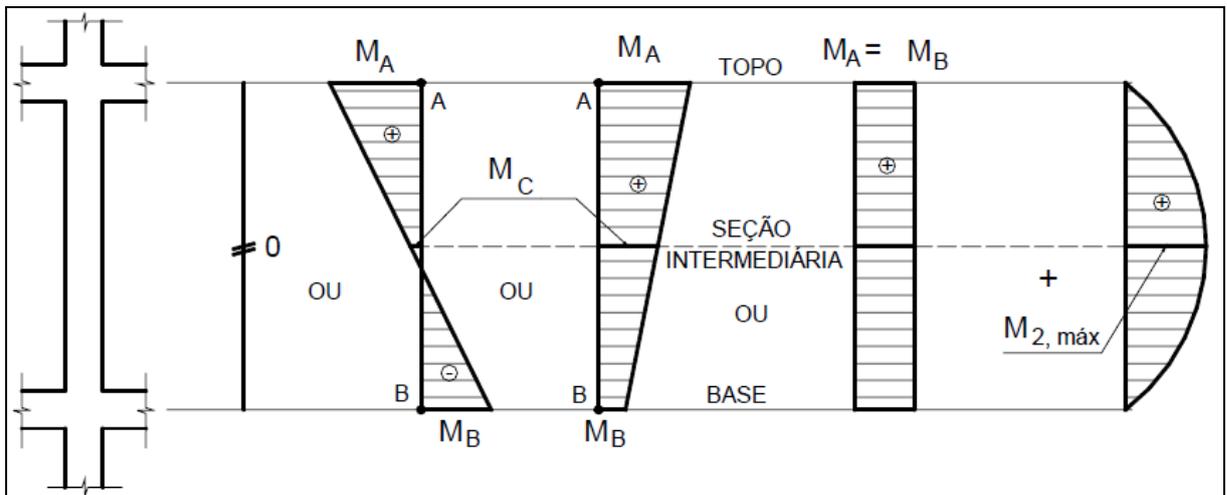
Em princípio, os pilares de extremidade são dimensionados à flexão normal composta e os de canto à flexão oblíqua composta e a NBR 6118 (ABNT, 2007) indica a metodologia para considerar os momentos transmitidos aos pilares pelas vigas.

Segundo Fusco (1981), pilares curtos são aqueles que podem ser calculados sem a consideração de suas deformações, desde que sejam devidamente contraventados. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2007), são os pilares cujo índice de esbeltez (λ) não ultrapasse o valor limite (λ_1), dado em seu item 15.8.2. No dimensionamento de pilares curtos, além dos esforços iniciais da situação de projeto, devem ser admitidos outros esforços, que se adicionam aos anteriores, e que têm por finalidade cobrir certos riscos devido à incerteza quanto à real posição do ponto de aplicação da força de compressão. Considera-se essa incerteza acrescentando à excentricidade inicial (e_i) outras excentricidades acidentais (e_a), sendo todas essas excentricidades de 1ª ordem.

Pilares com índice de esbeltez (λ) que ultrapasse o valor limite (λ_1), dado pelo item 15.8.2 da NBR 6118 (ABNT, 2007), devem ter os esforços locais de 2ª ordem considerados em seu dimensionamento. No caso de pilares que possuam índice de esbeltez (λ) maior que 90, deverá ainda ser considerada uma excentricidade suplementar devida à fluência do concreto (e_{cc}). Para o cálculo dos efeitos locais de 2ª ordem, a NBR 6118 (ABNT, 2007) apresenta um método geral (item 15.8.3.2), obrigatório para pilares com índice de esbeltez (λ) maior que 140, e apresenta também quatro métodos aproximados: o *método do pilar padrão com curvatura aproximada* (item 15.8.3.3.2); o *método do pilar padrão com rigidez k aproximada* (item 15.8.3.3.3); o *método do pilar padrão acoplado a diagramas M , N , $1/r$* (item 15.8.3.3.4) e o *método do pilar padrão para pilares de seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua* (item 15.8.3.3.5). A norma NBR 6118 (ABNT, 2007) limita o índice de esbeltez (λ) dos pilares em no máximo 200 (item 15.8.1).

No dimensionamento de pilares, deve-se analisar a seção sujeita ao momento fletor máximo, que conduzirá à maior seção de armadura longitudinal. De acordo com Bastos (2005), normalmente verificam-se as seções da base e do topo do pilar, sujeitas aos maiores esforços de momento de 1ª ordem, e analisa-se também a seção à meia altura do pilar, onde atua o máximo momento de 2ª ordem, conforme ilustra a Figura 6.

Figura 6- Momentos fletores solicitantes comuns em pilares.



- Nota: 1) M_A é o momento fletor da seção de topo do pilar.
 2) M_B é o momento fletor da seção de base do pilar.
 4) M_C é o momento fletor da seção intermediária do pilar.
 3) $M_{2,máx}$ é o momento fletor máximo de 2ª ordem.

Fonte: BASTOS, 2005.

2.1.3 Pilares com carga centrada

Segundo a análise à compressão simples de pilares não cintados feita por Fusco (1981), considerando uma seção transversal qualquer e constante de um pilar de concreto, com armadura distribuída simetricamente, de maneira que o centroide das áreas das barras de aço, o centroide da própria seção e a resultante da carga de compressão de curta duração se coincidam no mesmo ponto, o momento é nulo e a equação de equilíbrio 2.1, também utilizada por Cairns (1976), Paiva (1994) e Ramos e Giongo (2005), é dada a seguir.

$$N = \sigma_c \cdot A_c + \sigma_s' \cdot A_s \quad (2.1)$$

sendo,

N é a carga vertical centrada;

σ_c é a tensão de compressão no concreto;

A_c é a área de concreto na seção;

σ_s' é tensão de compressão no aço correspondente ao encurtamento de 2‰;

A_s é área total de barras de aço na seção.

Um refinamento do cálculo consiste em considerar a área de concreto descontando a área de armadura.

Uma maneira de se escrever a equação de equilíbrio apresentada em (2.1) com termo adimensional relativo à força normal aplicada no pilar, conveniente para o estudo de seções de concreto armado por ser independente das dimensões da peça e da tensão de compressão do concreto, segundo Venturini e Rodrigues (1987), é dividindo os membros por $\sigma_c \cdot A_c$ como mostrada na equação 2.2.

$$\nu = \frac{N}{\sigma_c \cdot A_c} = \frac{\sigma_c \cdot A_c + \sigma_s' \cdot A_s}{\sigma_c \cdot A_c} \quad (2.2)$$

sendo:

ν é a carga relativa do pilar, adimensional.

2.1.4 Pilares com carga excêntrica

Segundo Carvalho e Pinheiro (2010), as excentricidades são distâncias entre a carga de compressão aplicada e o centro geométrico dos pilares, que devem ser conhecidas para o dimensionamento de pilares, e podem ser divididas de maneira geral em:

- a) excentricidade inicial, que ocorre nos pilares de canto e de extremidade, por receberem um momento fletor inicial;
- b) excentricidade de forma, que ocorre devido à não coincidência entre o eixo do pilar e das vigas que nele apoiam;
- c) excentricidade acidental, que ocorre devido às imperfeições geométricas das construções ;
- d) excentricidade de segunda ordem, que ocorre devido à possível instabilidade provocada pelo fenômeno de flambagem;
- e) excentricidade suplementar, que ocorre devido à fluência do concreto.

De acordo com os experimentos feitos por Melo (2009), no estudo do comportamento de 24 pilares, birrotulados, de concreto armado submetidos à flexo-

compressão normal, pode-se observar que a carga de ruptura tende a reduzir consideravelmente com o aumento da excentricidade inicial da força de compressão aplicada, comprovando que a excentricidade da força mostra ter grande influência na capacidade resistente dos pilares. Os pilares ensaiados tiveram como constantes: a seção transversal de 12cm x 25cm e taxa de armadura de 1,57%, e como variáveis principais: a excentricidade de aplicação de carga pontual de compressão, variando entre 0 a 6cm na direção de menor inércia da seção; a altura dos pilares de 200cm, 250cm e 300cm, com índice de esbeltez de 52,2; 71,5 e 92,7, respectivamente.

Dos estudos de Melo (2009), foi constatada uma grande dificuldade na centralização da força aplicada no topo dos pilares por macaco hidráulico e medida por célula de carga, devido ao uso de rótulas e imperfeições geométricas existentes nos pilares, mesmo tendo sido concretados na posição horizontal e com formas metálicas. A resistência à compressão do concreto empregado variou entre 33,9MPa e 45,8MPa, a carga de ruptura dos pilares variou de 131kN a 1225kN e carga relativa de ruptura (v) foi de 1,026 a 0,121. Quase todos os pilares apresentaram ruína na região situada à meia altura, exceto um que recebeu carga centrada e rompeu na região superior. Os pilares ensaiados sob força centrada apresentaram um comportamento próximo ao linear para as primeiras fases de carregamento e um comportamento não-linear após a flambagem, passando a apresentar um comportamento de flexo-compressão até a ruína.

2.1.5 Análise estrutural

Fontes, Pinheiro e Bittencourt (2005) definem análise de uma estrutura como a determinação dos esforços solicitantes e dos deslocamentos, por meio de modelos matemáticos, após a idealização do comportamento das ações, do material, das ligações entre os diversos elementos que fazem parte da estrutura e da resposta desses elementos frente às ações, com o objetivo de verificar os estados limites últimos (ELU) e estados limites de serviço (ELS). Descrevem alguns dos modelos estruturais mais usados em projetos de edifícios de concreto armado, como o modelo clássico de viga contínua, pórtico plano, pórtico espacial e grelha.

Ainda apresentam os tipos de análise estrutural permitidos pela NBR 6118 (ABNT, 2007), como a análise linear, a análise linear com redistribuição, a análise plástica, a análise não-linear e a análise através de modelos físicos. Chamam de carga limite a mínima carga que provoca um mecanismo de colapso, que ocorre quando a estrutura ou parte dela se torna um sistema hipostático devido aos escoamentos sem contenção ou pela formação de um número excessivo de rótulas plásticas.

Numa comparação entre os modelos de viga contínua, pórtico plano e pórtico espacial, este último considerado como referência, que foram utilizados para o dimensionamento de um edifício de oito pavimentos e um subsolo, Fontes, Pinheiro e Bittencourt (2005) recomendam a utilização do modelo de vigas contínuas somente para edifícios de menor porte, com certa padronização de vãos e carregamento, pois não contemplam as ações laterais decorrentes de vento. Já o modelo de pórtico plano se mostra satisfatório quanto à análise dos esforços normais e de momentos fletores, porém se torna inadequado em situações de grande assimetria na geometria da estrutura ou no carregamento, que geram torção no edifício, captada somente pelo modelo de pórtico espacial, que é considerado o modelo ideal.

2.2 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS DE PILARES

2.2.1 Dimensões mínimas

De acordo com a norma NBR 6118 (2007), a menor dimensão dos pilares é 19cm. Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 e 12cm, desde que se majore as ações por um coeficiente adicional conforme indicado no item 13.2.3 da referida norma. Não é permitido pilar com seção transversal de área inferior a 360cm².

2.2.2 Armadura de pilares

Montoya, Meseguer e Cabre (1979) consideram que as armaduras longitudinais de pilares tem por objetivo absorver os esforços de tração originados pelos esforços de flexão simples e composta, e também reforçam as zonas comprimidas do concreto.

O diâmetro mínimo das barras longitudinais é de 10mm e o diâmetro máximo é de 1/8 da menor dimensão da seção transversal do pilar, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2007). A área da armadura longitudinal mínima a ser adotada em pilar deve ser obtida na equação 2.3.

$$A_{s,min} = \left(0,15 \frac{N_d}{f_{yd}}\right) \geq 0,004 A_c \quad (2.3)$$

Onde,

N_d é a força normal de cálculo do pilar;

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

A_c é a área de concreto da seção;

Conforme a norma NBR 6118 (ABNT, 2007), a maior armadura possível em pilares é de 8% da seção transversal real do elemento, considerando-se inclusive a sobreposição de armadura existente em regiões de emenda.

A taxa geométrica da armadura na seção (ρ) é obtida conforme a equação 2.4.

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad (2.4)$$

A_c é a área de concreto na seção;

A_s é área total de barras de aço na seção.

Ainda segundo a NBR 6118 (ABNT, 2007), as armaduras longitudinais devem ser dispostas na seção transversal de forma a garantir a adequada resistência do elemento estrutural, distribuídas ao longo do perímetro da seção. O número mínimo é de quatro barras longitudinais para seção retangular e de seis para seção circular.

Para outras geometrias deve-se colocar uma barra em cada vértice, suficiente para a amarração dos estribos.

O espaçamento livre mínimo entre faces das barras longitudinais é de 20mm ou o diâmetro da barra ou 1,2 vezes a dimensão máxima do agregado, o que for maior, conforme a norma NBR 6118 (ABNT, 2007). O espaçamento máximo entre as barras da armadura longitudinal dos pilares, medido de eixo a eixo, é de 400mm ou duas vezes a menor dimensão da seção transversal, o que for menor.

De acordo com Santos (1981), a armadura do pilar deve atender a uma rigidez construtiva, pois se trata de peças longas, colocadas na posição vertical, submetidas a esforços provenientes do lançamento e adensamento do concreto.

A armadura transversal de pilares, composta por estribos e grampos suplementares, pode exercer as seguintes funções:

- a) amarrar as barras longitudinais, conferindo rigidez ao conjunto, para que a armadura possa se manter na posição vertical durante as etapas de concretagem, de acordo com Santos (1981);
- b) combater a flambagem das barras longitudinais, conforme Buffoni (2004);
- c) promover o confinamento passivo do núcleo de concreto, de acordo com Paiva (1994), Guimarães e Giongo (2003) e Lima, Giongo e Takeya (2003);
- d) garantir a costura das emendas por traspasse de barras longitudinais, conforme Cairns (1976), Fusco (1995) e Pinheiro (2007);
- e) promover ductilidade ao elemento, de acordo com Paiva (1994), Vanderlei e Giongo (2003) e Queiroga e Giongo (2003).

Os estribos de pilares devem ser fechados, com dobras que se traspassam, estas colocadas em posições alternadas, segundo Santos (1981), para promover rigidez à armadura, especialmente durante a concretagem.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2007), o diâmetro mínimo dos estribos é de 5mm ou $\frac{1}{4}$ do diâmetro da armadura longitudinal, o que for maior. Em toda a extensão do pilar devem ser colocados estribos, assim como eventuais ganchos transversais, cujo espaçamento não deve ser maior que:

- 200mm;
- a menor dimensão do pilar;
- 24Ø para CA-25 ou 12Ø para CA-50.

Santos (1981) afirma não ser necessária a colocação de estribos nas barras longitudinais de pilares no cruzamento com vigas, mas a norma NBR 6118 (ABNT, 2007) prescreve que sejam colocados estribos na região de cruzamento com vigas e lajes.

Já Fusco (1995) comenta que a falta desses estribos não é importante quando a flambagem da armadura longitudinal estiver impedida pela presença de vigas, mas para o caso de pilares de canto e de extremidade onde a face externa do pilar não é protegida pela presença de viga, o risco de flambagem da armadura aumenta.

Leonhardt e Mönnig (1982) recomendam diminuir os espaçamentos entre os estribos nas extremidades dos pilares, especialmente os pré-moldados e com momento fletor nas extremidades.

Buffoni (2004) apresenta uma proposta de dimensionamento racional de estribos analisando o fenômeno da flambagem da armadura longitudinal de pilares de concreto sujeitos à compressão centrada, em diferentes situações. Leva em consideração o espaçamento entre os estribos, o diâmetro e o arranjo dos estribos na seção transversal e o diâmetro das armaduras longitudinais. Fez comparações entre a formulação apresentada e resultados experimentais da literatura, obtendo resultados satisfatórios.

Paiva (1994) comparou o comportamento de pilares de seção transversal retangular de 8cm x 10cm e altura de 48cm, submetidos à compressão centrada, feitos de concreto com resistência à compressão usual e de concreto de alta resistência, armados e não armados. Verificou que nos pilares de concreto com resistência usual, os diagramas de carga x deformação foram equivalentes para pilares com e sem armadura, concluindo que a seção resistente é a mesma, ou seja, toda a seção transversal da peça participa como resistente. Já nos pilares de concreto de alta resistência, os que possuíam armadura apresentaram maiores deformações na fase elástica do que os pilares sem armaduras, indicando que a seção resistente não era

a mesma. Concluiu que nos pilares de concreto de alta resistência e armados, as armaduras transversais e longitudinais definiram um núcleo resistente de concreto, com a camada de cobertura das armaduras não participando da seção resistente. Este é o efeito de confinamento do concreto dado pelas armaduras.

A armadura contra o fendilhamento é necessária para solidarizar peças com compressão localizada, que podem provocar esforços transversais de tração, segundo Fusco (1995). Sempre que for aplicada carga de compressão localizada, surgirão esforços de fendilhamento, que devem ser absorvidos e redistribuídos de maneira adequada, por armadura específica.

O programa experimental com pilares de concreto de alta resistência apresentado por Vanderlei e Giongo (2003) utilizou armadura de fretagem nas extremidades dos pilares com resultados satisfatórios, sem a ocorrência de ruptura ou fissuração excessiva nas extremidades dos modelos.

O trabalho experimental de Ramos e Giongo (2005), que consistiu no rompimento de 16 pilares de concreto armado à compressão centrada para analisar a possível formação de um núcleo resistente e os ganhos de ductilidade nos pilares, oriundos do fenômeno de confinamento dado ao concreto pelas armaduras, acabou por mostrar também a eficiência da utilização de armadura contra o fendilhamento para evitar a ruptura prematura das extremidades dos pilares ensaiados.

2.3 EMENDAS POR TRASPASSE DE BARRAS COMPRIMIDAS

As barras de aço utilizadas em concreto armado podem ser emendadas por traspasse, por luvas (com preenchimento metálico, rosqueadas ou prensadas), por solda ou por outros dispositivos de eficiência comprovada, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2007). A seguir serão apresentadas as principais características das emendas por traspasse em barras comprimidas, utilizadas em pilares, que é o tema da presente pesquisa.

2.3.1 Considerações

Nas estruturas usuais de concreto armado, pode ser necessário ancorar barras comprimidas, nos seguintes casos, conforme Pinheiro (2007):

- em vigas, quando há barras longitudinais comprimidas nos casos de armadura dupla;
- nos pilares, em regiões de emendas por traspasse, no nível dos andares ou da fundação.

De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2007), as barras comprimidas podem todas ser emendadas na mesma seção, o que vem homologar a prática consagrada na construção civil.

De acordo com Pinheiro (2007), as barras exclusivamente comprimidas ou que tenham alternância de solicitações (tração e compressão) devem ser ancoradas em trecho reto, sem gancho. A presença do gancho gera concentração de tensões, que pode levar ao fendilhamento do concreto ou à flambagem das barras. Em termos de comportamento, a ancoragem de barras comprimidas e a de barras tracionadas são diferentes em dois aspectos. Primeiramente, por estar comprimido na região da ancoragem, o concreto apresenta maior integridade, isto é, está menos fissurado do que se estivesse tracionado, e poderiam ser admitidos comprimentos de ancoragem menores. Um segundo aspecto é o efeito de ponta, que é bastante reduzido com o tempo, pelo efeito da fluência do concreto. Na prática, esses dois fatores são desprezados. Portanto, os comprimentos de ancoragem de barras comprimidas são calculados como no caso das tracionadas. Porém, nas comprimidas não se usa gancho.

O inconveniente da emenda por traspasse de barras comprimidas é a introdução do efeito de ponta: compressão longitudinal e consequentes tensões transversais de tração, o que exige a colocação de estribos adicionais logo além da ponta das barras emendadas, segundo Fusco (1995). A armadura transversal deve ser suficiente para resistir a um esforço de tração igual ao esforço de compressão existente em uma das barras longitudinais.

As ancoragens e emendas de barras longitudinais necessitam de armadura de costura para solidarizar a armadura de equilíbrio geral ao concreto que as envolve. Segundo Fusco (1995), a solidarização se dá pela mobilização de uma compressão diagonal na interface, exigindo uma armadura transversal tracionada que atravesse sua superfície para absorver os esforços tangenciais, funcionando como armadura de costura.

Carvalho e Pinheiro (2010) recomendam que as emendas por traspasse da armadura longitudinal de pilares sejam feitas no terço inferior ou superior da altura do pilar, pois, em caso de ocorrência do efeito de segunda ordem, o momento máximo, que se dá na região central da altura do pilar, não romperia a emenda. Na prática, prefere-se que as emendas se situem no nível do pavimento, onde o comprimento da barra é a distância de piso a piso acrescida do comprimento da emenda, o que traz uma facilidade construtiva.

Ao final da concretagem de um pavimento de uma estrutura, as barras longitudinais do pilar inferior devem parar a uma altura igual ao comprimento da emenda, logo acima do piso, formando a espera das barras do pilar superior. As barras inferiores devem sofrer um leve encurvamento para que as superiores emendadas por traspasse fiquem na posição estabelecida no projeto.

Santos (2011) estudou a possibilidade de economizar armadura na região de emendas por traspasse das barras longitudinais, feitas no terço médio de pilares curtos. Analisou um pilar intermediário, um pilar de extremidade e um pilar de canto de um edifício residencial de seis pavimentos, considerado uma estrutura com nós indeslocáveis. Ao comparar o detalhamento convencional de traspasse de barras feito no terço inferior dos pilares e outro detalhamento no terço médio dos pilares, considerando neste caso apenas o comprimento de traspasse previsto para resistir aos esforços solicitantes nessa região, observou uma economia de cerca de 4,2% de peso de barras de aço na hipótese de traspasse de barras no terço médio dos pilares. Ressalta que não verificou a viabilidade construtiva e financeira dos traspases de barras propostos em seu trabalho.

2.3.2 Comprimento de traspasse de barras comprimidas de acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2007)

Emenda por traspasse não é permitida para barras de diâmetro maior que 32mm, nem para tirantes e pendurais. Quando a armadura for permanentemente comprimida, como é o caso de pilares, todas as barras podem ser emendadas na mesma seção transversal.

O comprimento de traspasse de barras longitudinais comprimidas é determinado pela equação 2.5.

$$\ell_{0c} = \ell_{n,nec} \geq \ell_{0c,min} \quad (2.5)$$

Onde,

ℓ_{0c} : comprimento de traspasse de barras comprimidas;

$\ell_{n,nec}$: comprimento de traspasse necessário;

$\ell_{0c,min}$: é o maior valor entre $0,6\ell_b$, $15\varnothing$ e 200mm.

Sendo o cálculo de $\ell_{n,nec}$ dado pela equação 2.6.

$$\ell_{n,nec} = \ell_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (2.6)$$

Onde,

ℓ_b : comprimento de ancoragem básico, obtido pela equação 2.7;

$A_{s,calc}$: área de aço calculada;

$A_{s,ef}$: área de aço efetiva;

Nos casos em que a área efetiva da armadura $A_{s,ef}$ for maior que a área calculada $A_{s,calc}$, a tensão nas barras diminui e, portanto, o comprimento de ancoragem pode ser reduzido na mesma proporção.

$$\ell_b = \frac{\varnothing f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad (2.7)$$

Sendo,

\emptyset : diâmetro da barra longitudinal comprimida;

f_{yd} : tensão de escoamento do aço de cálculo;

f_{bd} : resistência de aderência de cálculo, obtida pela equação 2.8.

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd} \quad (2.8)$$

Onde,

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c \quad (2.9)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad (2.10)$$

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (2.11)$$

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto, em megapascal;

γ_c : coeficiente de ponderação da resistência do concreto, em casos normais de carga, adota-se 1,4;

η_1 : 2,25 para barras de alta aderência (CA-50);

η_2 : 1,0 para situações de boa aderência, como é o caso de armadura de pilar;

η_3 : 1,0 para $\emptyset < 32\text{mm}$.

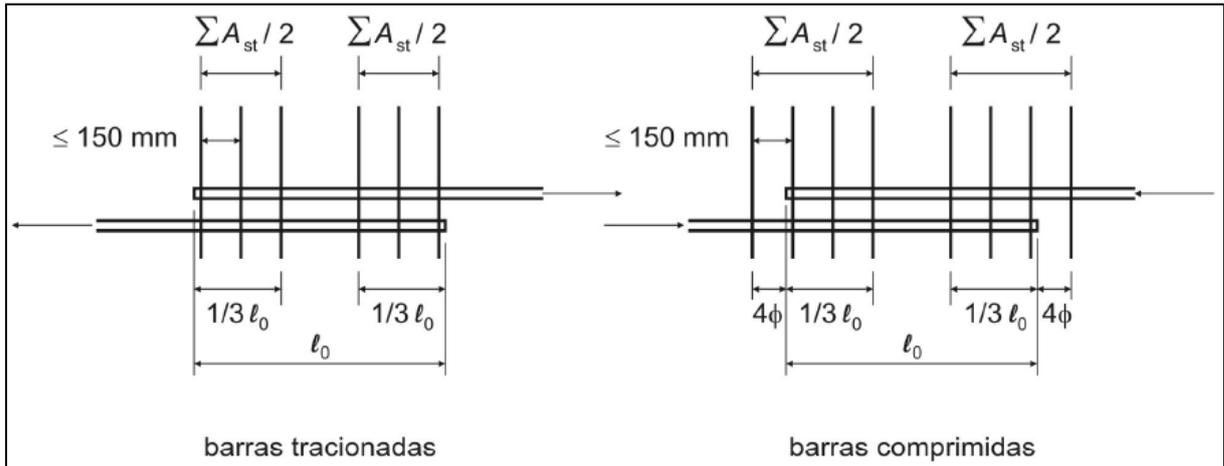
Para $\emptyset < 16\text{mm}$, ao longo da emenda deve ser prevista armadura transversal capaz de resistir a 25% da força longitudinal de uma das barras emendadas. Se a emenda tiver barras com diâmetros diferentes, prevalece o efeito da maior.

Nos casos em que $\emptyset \geq 16\text{mm}$, a armadura transversal das emendas deve:

- ser capaz de resistir a um esforço igual à de uma barra emendada, considerando os ramos paralelos ao plano da emenda;
- ser constituída por barras fechadas se a distância entre as duas barras emendadas for menor que $10\emptyset$;
- concentrar-se nos terços extremos da emenda.

Pelo menos uma barra de armadura transversal deve ser posicionada a 4ϕ além das extremidades da emenda, conforme ilustra a Figura 7.

Figura 7 – Armadura transversal nas emendas por traspasse.



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2007), item 9.5.2.4.3.

2.3.3 Comprimento de traspasse de barras comprimidas de acordo com o ACI 318M-11 (ACI, 2011)

No item 12.4.1 do ACI 318M-11 (ACI, 2011) consta que emendas de barras só devem ser feitas por requisição ou com a permissão, documentada, de um profissional habilitado. As emendas devem estar localizadas fora de pontos de tensões máximas do elemento estrutural.

O comprimento de traspasse de emendas de barras comprimidas deve ter no mínimo 300mm ou o valor da expressão 2.12, o que for maior.

$$0,071 * f_y * d_b \quad (2.12)$$

Sendo,

f_y : tensão de escoamento do aço de até 420MPa;

d_b : diâmetro nominal da barra longitudinal, em mm.

Para o caso de tensão de escoamento do aço maior que 420MPa, o comprimento de traspasse passa a ser o valor obtido na expressão 2.13.

$$(0,13 * f_y - 24) * d_b \quad (2.13)$$

Se a resistência à compressão do concreto for menor que 21MPa, o comprimento de traspasse deve ser aumentado em 1/3.

2.3.4 Comprimento de traspasse de barras comprimidas de acordo o EN 1992-1-1 (CEN, 2004)

Todas as barras comprimidas podem ser emendadas na mesma seção transversal.

O comprimento de traspasse de barras longitudinais tanto comprimidas como tracionadas é determinado pela equação 2.14.

$$\ell_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 \ell_{b,rqd} \geq \ell_{0,min} \quad (2.14)$$

Onde,

ℓ_0 : comprimento de traspasse de projeto;

α_1 : coeficiente para o efeito de forma da barra, considerado 1,0 para compressão;

α_2 : coeficiente para o fator de cobrimento da barra, considerado 1,0 para compressão;

α_3 : coeficiente para o efeito de confinamento produzido por armadura transversal não soldada na barra longitudinal, considerado 1,0 para compressão;

α_5 : coeficiente para o efeito de confinamento produzido por pressão transversal, não aplicável para os casos de compressão;

α_6 : coeficiente com valor 1,5 considerando todas as barras comprimidas emendadas na mesma seção transversal da peça;

$\ell_{b,rqd}$: comprimento de ancoragem básico requerido;

$\ell_{0,min}$: é o maior valor entre $15\varnothing$, 200mm e o obtido na expressão 2.15.

$$0,3 * \alpha_6 * \ell_{b,rqd} \quad (2.15)$$

Sendo o cálculo de $\ell_{b,rqd}$ dado pela equação 2.16.

$$\ell_{b,rqd} = \frac{\emptyset \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (2.16)$$

Sendo,

\emptyset : diâmetro da barra longitudinal comprimida;

σ_{sd} : tensão de cálculo da barra;

f_{bd} : tensão última de aderência de cálculo, obtida pela equação 2.17.

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (2.17)$$

Onde,

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad (2.18)$$

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ct,m} \quad (2.19)$$

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (2.20)$$

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto, em megapascal;

α_{ct} : coeficiente para efeitos desfavoráveis, recomendado o valor 1,0;

γ_c : fator parcial do concreto para estado limite último, em casos normais de carga, recomendado 1,5;

η_1 : 1,0 para situações de boa aderência, como é o caso de armadura de pilar;

η_2 : 1,0 para $\emptyset \leq 32\text{mm}$.

Para $\emptyset < 20\text{mm}$, ao longo da emenda deve ser prevista armadura transversal capaz de resistir a 25% da força longitudinal de uma das barras emendadas. Se a emenda tiver barras com diâmetros diferentes, prevalece o efeito da maior.

Nos casos em que $\emptyset \geq 20\text{mm}$, a armadura transversal das emendas deve:

- ser capaz de resistir a um esforço igual à de uma barra emendada;
- ser constituída por barras fechadas se a distância entre as duas barras emendadas for menor que $10\emptyset$.

A armadura transversal deve concentrar-se nos terços extremos da emenda e pelo menos uma barra de armadura transversal deve ser posicionada a 4ϕ além das extremidades das barras comprimidas.

O EN 1992-1-1 (CEN, 2004) recomenda regras adicionais para emendas feitas em barras com diâmetro maior que 32mm.

2.3.5 Aderência entre concreto e aço

Numa emenda de barras por traspasse, a transferência de esforços de uma barra para outra é feita por aderência, através do concreto que as envolve, ao longo do comprimento de traspasse entre as barras.

Caso não existisse aderência entre o concreto e o aço, as barras seriam incapazes de transmitir e resistir aos esforços de tração e compressão. Portanto, a própria definição de concreto armado está condicionada à existência da aderência entre os dois materiais. A relação entre tensão de aderência e o deslizamento é utilizada para quantificar a eficiência da ligação entre concreto e aço.

O desempenho das estruturas de concreto armado depende da adequada tensão de aderência entre o concreto e as barras de aço, segundo o ACI 408R-03 (2003). Também apresenta os fatores que desencadeiam e afetam a aderência, as equações e requisitos de projeto para ancoragens de barras.

Leonhardt e Mönning (1982) classificam os tipos de aderência entre o concreto e o aço como:

- a) aderência por adesão, onde ocorre uma ação de colagem entre os materiais, e que isoladamente não é suficiente para uma boa ligação, pois não resiste a pequenos deslocamentos;
- b) aderência por atrito, que ocorre assim que a adesão se rompe, desde que existam pressões transversais às armaduras, sendo proporcional à rugosidade da superfície do aço;
- c) aderência mecânica, que ocorre quando as nervuras da barra formam “consolos de concreto” solicitados ao esforço cortante, antes que a barra de aço

possa deslizar no concreto, e é o tipo de ligação mais efetiva e confiável, sendo imprescindível no aproveitamento das resistências mais elevadas do aço.

Tais mecanismos de aderência são detalhados em Rossi (2002), assim como a descrição dos ensaios usuais para determinação da tensão de aderência.

Lintz (2003) descreve a evolução dos conceitos e descobertas sobre a aderência entre o concreto e o aço, detalhando a influência que os vários fatores exercem na tensão de aderência, como a altura, a inclinação e a seção das nervuras das barras de aço, o efeito da posição da barra durante a concretagem e a resistência elevada à compressão do concreto.

Pinheiro (2007) relata que na concretagem de uma peça, tanto no lançamento como no adensamento, o envolvimento da barra pelo concreto é influenciado pela inclinação dessa barra. As condições de aderência são influenciadas por mais dois aspectos:

- a altura da camada de concreto sobre a barra, cujo peso favorece o adensamento, melhorando as condições de aderência;
- nível da barra em relação ao fundo da forma, pois a exsudação produz porosidade no concreto, que é mais intensa nas camadas mais altas, prejudicando a aderência.

A norma NBR 6118 (ABNT, 2007) considera a posição da barra durante a concretagem em boa situação de aderência nos seguintes casos:

- b) com inclinação maior que 45° com a horizontal, que é o caso da armadura longitudinal de pilares;
- c) barras horizontais ou com inclinação menor que 45° com a horizontal, desde que:
 - para elementos estruturais com altura menor que 60cm, barras localizadas até no máximo 30cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem;
 - para elementos estruturais com altura maior ou igual a 60cm, barras localizadas abaixo de 30cm da face superior do elemento ou da junta de concretagem.

Para barras em outras posições e quando forem utilizadas formas deslizantes, são consideradas em má situação de aderência.

Experimentos desenvolvidos para investigar o comportamento da tensão de aderência em emenda por traspasse em barras tracionadas, com as barras justapostas e separadas foram feitos em lajes à flexão por Hamad e Mansour (1996), em que as barras espaçadas até 5 vezes seu diâmetro apresentaram maior tensão de aderência do que as barras justapostas. Já ensaios em vigas à flexão feitos por Chinn, Ferguson e Thompson (1955) e por Chamberlin (1958) mostraram pequena diferença de tensões de aderência entre emendas de barras em contato e barras espaçadas.

Comparadas às emendas por traspasse em barras comprimidas, as tracionadas são mais críticas, pois o concreto fissa ao longo do comprimento da emenda. Para estudar o comportamento da emenda por traspasse de barras comprimidas em contato e separadas, Quintana, Guimarães e Shehata (2008) apresentaram um estudo experimental feito com pilares, que constatou que a tensão média de aderência na emenda praticamente não depende da distância entre as barras e os valores de tensão de aderência foram maiores nas extremidades das barras emendadas.

2.3.6 Influência do cobrimento da armadura

A simples retirada do concreto do cobrimento da armadura de um pilar prejudica a transferência dos esforços entre as barras nas emendas, devido ao aumento da tensão de aderência na face da barra que ainda estiver em contato com o concreto, podendo resultar em ruptura por aderência e comprometer a eficiência da emenda e, por consequência, a capacidade resistente do pilar, que contaria apenas com o concreto restante na seção para resistir aos esforços solicitantes.

Quintana (2005) fez um estudo experimental sobre a influência do cobrimento da armadura longitudinal e dos grampos suplementares na resistência de pilares de concreto, submetidos à compressão excêntrica. Ensaiou 12 pilares com seção

transversal retangular de 40 cm x 16,5 cm e 200 cm de altura, com extremidades alargadas, armados com 10 barras de $\varnothing 16\text{mm}$, as variáveis foram o cobrimento da armadura, a presença de emenda por traspasse ou armadura contínua e a presença ou não de grampos transversais. Foi elaborado um modelo para o cálculo da distribuição da tensão normal e de aderência nas barras de emendas comprimidas que reproduziu satisfatoriamente o que foi verificado nos experimentos. Atenta para a importância do cobrimento e da tensão de ponta das barras na transmissão de esforços pela emenda da armadura de pilares. Concluiu que a presença de cobrimento adequado da armadura tem influência significativa na capacidade resistente dos pilares, ainda mais na região das emendas da armadura longitudinal, e que a ausência dos grampos suplementares dos pilares pode levar à perda de estabilidade do elemento.

O cobrimento de armadura igual ou superior a 2,5cm promoveu uma contenção lateral que evitou a flambagem precoce da armadura longitudinal comprimida nos pilares ensaiados por Quintana (2005).

Oliveira (2008) estudou a influência do cobrimento da armadura longitudinal sobre a resistência de aderência em regiões de emenda por traspasse de elementos de concreto armado comprimidos. Ensaiou 18 pilares de concreto armado com seção transversal de 20cm x 15cm e altura de 110 cm, armados com quatro barras de $\varnothing 12,5\text{mm}$ (CA-50) e estribos de $\varnothing 5\text{mm}$ (CA-60) a cada 15cm, submetidos à compressão com excentricidade de 2cm em relação ao eixo transversal de menor dimensão. O experimento foi dividido em três séries de seis pilares, com arranjos diferentes de armadura longitudinal, sendo que na primeira série as barras eram contínuas, na segunda, tinham emenda por traspasse de 47cm à meia altura do pilar, e a terceira série possuía emenda por traspasse de 23,5cm também à meia altura do pilar. A variável principal foi o cobrimento da armadura, que variou de 2,5cm até que a metade do diâmetro da barra longitudinal ficasse exposta.

O objetivo proposto por Oliveira (2008) foi quantificar a redução da resistência de aderência no trecho da emenda por traspasse em situações em que o cobrimento da armadura é eliminado, como ocorre quando o pilar está sendo recuperado devido à corrosão nas armaduras ou quando a armadura encosta na forma durante a concretagem. A ruptura em geral se caracterizou pelo destacamento do cobrimento

no meio do vão, devido ao esmagamento do concreto e à perda de aderência entre barra de aço e o concreto, sendo de difícil afirmação de qual fato tenha ocorrido primeiro. Através da análise das deformações medidas, concluiu que a variação do cobrimento da armadura não afetou a resistência de aderência, exceto no caso em que se eliminou o cobrimento, causando a redução pela metade da resistência de aderência entre aço e concreto.

Os resultados dos experimentos de Oliveira (2008) indicaram que para os pilares ensaiados com barras emendadas por traspasse com armadura exposta até a metade de seu diâmetro, a aderência na zona da emenda foi substancialmente afetada, considerando a capacidade resistente do pilar reduzida em 50%, se comparada à alcançada em pilares com cobrimento adequado.

Ramos e Giongo (2005) realizaram experimentos em pilares de seção retangular e quadrada de concreto com f_{ck} de 25MPa e taxa de armadura entre 0,8% e 1,6% da seção transversal e os resultados não apresentaram formação de núcleo resistente confinado pela armadura transversal adotada e, portanto, o cobrimento contribuiu com a capacidade resistente da seção dos pilares.

2.3.7 Influência da qualidade do concreto

A eficiência da operação de vibração do concreto durante a concretagem pode garantir uma boa penetração de argamassa entre as nervuras das barras e proporcionar uma melhor aderência entre o concreto e o aço.

Conforme experimentos realizados por Chan, Chen e Liu (2003), que fizeram ensaios de arrancamento utilizando concretos de várias consistências, as tensões de aderência entre concreto e barra de aço foram significativamente reduzidas quando não se aplicou nenhum adensamento, especialmente nos ensaios realizados com concreto de alto desempenho. Por outro lado, as tensões de aderência entre aço e concreto diminuíram significativamente quando aplicaram adensamento em concreto auto-adensável.

Fu e Chung (1997) fizeram ensaios de arrancamento de barra de aço em corpos de prova de concreto para estudar o efeito da relação água/cimento na tensão de

aderência entre o concreto e o aço. Concluíram que a tensão de aderência aumenta com o aumento da relação água/cimento, cuja variação adotada no programa experimental foi de 0,45 até 0,60. Atribuem tal efeito à maior fluidez do concreto promover um melhor envolvimento da barra, diminuindo o índice de vazios do material de interface. Por outro lado, o aumento da relação água/cimento pode comprometer a durabilidade dos elementos de concreto armado, sendo mais conveniente o uso de fluidificantes para a finalidade de diminuir a consistência do concreto.

Andrade e Silva (2005) chamam a atenção sobre os cuidados no lançamento de concreto em peças com grandes alturas, como pilares com mais de dois metros de altura, para evitar a segregação dos agregados graúdos nas regiões inferiores, originando vazios. Também alertam sobre as condições de adensamento do concreto, que consiste na vibração do concreto fresco para extrair o ar aprisionado durante as etapas de mistura, transporte e lançamento, conferindo ao concreto a máxima compactação possível, sendo que a qualidade do adensamento depende, dentre outras características, da geometria da peça e da densidade da armadura para acesso do equipamento. Falhas como o excesso ou deficiência de vibração, podem gerar problemas de exsudação, segregação e vazios. Nesse último caso, podendo comprometer o comportamento mecânico da peça e a maior exposição aos agentes agressivos, desencadeando manifestações patológicas e reduzindo a durabilidade do concreto.

2.3.8 Comportamento da ponta nas barras emendadas

Segundo o relatório do ACI Committe 408 (1966), a eficiência da ancoragem das barras comprimidas é maior do que nas barras tracionadas pela existência de um efeito de ancoragem de ponta, pois existe uma compressão direta do topo da barra.

De acordo com o ACI 318M-11 (ACI, 2011), as tensões desenvolvidas na emenda de barras comprimidas dependem mais da resistência de ponta do que do aumento do comprimento do traspasse das barras.

Porém, Chun, Lee e Oh (2010a, 2010b, 2010c e 2011) observam que, de acordo com o método proposto pelo ACI 318 (expressões 2.12 e 2.13), o comprimento de projeto para o traspasse de barras comprimidas se torna maior do que o comprimento de traspasse para barras tracionadas, quando calculado para concreto de alta resistência. Relatam que essa anomalia surge porque a previsão de comprimento de traspasse na compressão não considera apropriadamente os efeitos da resistência à compressão do concreto e da armadura transversal, o que requer uma revisão do critério para determinar o comprimento de traspasse de barras comprimidas.

Judge, Scott e Gill (1989) fizeram experimentos com elementos comprimidos de concreto com armadura longitudinal emendada por traspasse e observaram que o efeito de ponta da barra teve um papel significativo na transferência de esforços na região da emenda, especialmente em comprimentos de traspasse reduzidos.

O confinamento desenvolvido pelo cobrimento de concreto e pela armadura transversal, quando adequados, proporciona tensões na ponta da barra da emenda comprimida de aproximadamente três vezes a tensão de compressão do concreto. segundo Judge (1987). Experimentos por ele realizados mostraram que o comprimento de barra envolvido na transferência de esforços não era limitado pelo comprimento de traspasse. Cerca de 20% das tensões da barra foram transferidas fora da emenda por traspasse, em que o pico das tensões foi medido a seis vezes o diâmetro da barra além da ponta da emenda. Comportamento silimilar foi observado por Cairns (1976).

Quintana, Guimarães e Shehata (2008) obtiveram valores de tensão normal na ponta de barras entre 2 a 5 vezes o valor da resistência à compressão do concreto em seus experimentos com emendas por traspasse à compressão centrada.

Oliveira (2008) observou em seu estudo experimental, que nas emendas por traspasse de barras, a ponta da barra resiste a uma parcela da carga máxima suportada pela emenda. Para os traspases com o comprimento prescrito pela norma NBR 6118 (ABNT, 2007), a resistência de ponta foi em média 13% da

capacidade de carga da emenda, enquanto que para os traspases com a metade desse comprimento, a ponta teve uma contribuição média de 22% na resistência da emenda.

Esse efeito de ancoragem de ponta pode ser bastante intenso, pois o esforço de compressão concentrado numa pequena área do concreto pode assumir valores muito altos, mesmo com a ocorrência do fenômeno de deformação lenta do concreto situado na região da extremidade da barra. O efeito de ponta da barra produz uma tendência de fendilhamento do concreto, que é prejudicial à segurança do elemento estrutural quando há uma reduzida camada de cobrimento da armadura. Para evitar essa ruptura por fendilhamento, Fusco (1995) recomenda a colocação de uma barra transversal além da extremidade da ancoragem, numa distância de até quatro vezes o diâmetro da barra ancorada.

2.4 EFEITOS INDESEJÁVEIS DA EMENDA DE ARMADURA EM PILARES

2.4.1 Manifestações patológicas

Segundo Quintana (2005) e Oliveira (2008), um problema frequente em estruturas de concreto armado é a corrosão da armadura na base de pilares e lembram que essa região ainda possui o agravante de geralmente situar as emendas por traspasse das barras longitudinais. O reparo típico para esse problema de corrosão consiste na retirada do que resta do cobrimento da armadura, para que seja feita a devida correção do problema na barra e posteriormente a reposição de uma nova camada de cobrimento. O processo da retirada do cobrimento da armadura do pilar pode acarretar uma condição crítica de segurança para o pilar, pois diminui consideravelmente as tensões de aderência entre o concreto e o aço.

Medeiros et al. (2013) avaliaram o potencial de corrosão da armadura na base e à meia altura de 109 pilares de quatro edifícios de concreto e constataram que 77% dos pilares analisados apresentaram maior potencial de corrosão da armadura na região da base dos pilares, ainda que a corrosão não tenha sido manifestada de

maneira aparente na peça. Segundo os autores, a explicação teórica para o fenômeno é a seguinte:

- a) o lançamento do concreto de alturas elevadas, sem cuidados extras, pode promover a segregação do concreto na base dos pilares, ocasionando a maior concentração de agregados e baixo teor de pasta de cimento nesta região;
- b) a alta concentração de armadura na região da base dos pilares, devido às emendas das barras, dificulta o adensamento do concreto nessa região;
- c) a umidade em ambientes expostos durante longos períodos tende a acumular-se na base dos pilares por causa da gravidade;
- d) a combinação dos fatores mencionados anteriormente e a influência do meio ambiente explicam a maior tendência à corrosão na região da base dos pilares, pois é onde há maior nível de umidade e o concreto tende a ser mais poroso, devido à segregação e dificuldade de adensamento por ter uma alta taxa de armadura, com maior risco de contaminação por íons cloreto e dióxido de carbono.

2.4.2 Desempenho sísmico

Sob condições sísmicas, segundo Judge (1987), as emendas de armadura longitudinal de pilares podem estar sujeitas a esforços cíclicos de compressão e de tração.

Segundo Paulay (1983), o aumento do comprimento de traspasse das emendas somente adia a falha da emenda, pois com a reversão de esforços de tração e compressão, ocorre um processo progressivo de rompimento do concreto entre as barras emendadas. No entanto, é conveniente que o espaçamento entre estribos seja suficientemente pequeno para garantir uma distribuição uniforme das tensões transversais que surgem nas extremidades das barras emendadas.

Conforme Fusco (1995), os grandes terremotos ocorridos em décadas passadas mostraram que a segurança em relação ao colapso dos edifícios altos depende muito da presença de estribos especiais colocados na região da ligação dos pilares com as vigas e lajes, especialmente nos pilares de extremidade. Esses estribos

especiais evitam a flambagem da armadura da face externa do pilar, mesmo que não haja prolongamento dessas barras de um tramo do pilar ao outro. No caso de pilares de contraventamento e de pilares pertencentes a estruturas de contraventamento ou pórticos autossustentados, as emendas por traspasse podem ser feitas à meia altura dos tramos do pilar. Desse modo, essas emendas ficam situadas em regiões de momentos fletores de baixa intensidade. Os estribos situados nas emendas devem ser dispostos adequadamente para garantir seu funcionamento como armadura de costura.

Segundo Melek e Wallace (2004), a emenda com pouco confinamento e com comprimento de traspasse entre 20 a 24 vezes o diâmetro da barra longitudinal, tipicamente encontrada em edifícios de concreto armado e posicionada logo acima da laje, tem se mostrado inadequada em estruturas sujeitas a efeitos de abalos sísmicos, por estar localizada numa região onde são esperados grandes momentos de flexão, que geram tensões de tração na armadura longitudinal, que por sua vez requer maior comprimento de traspasse em suas emendas.

Cho e Pincheira (2004) formularam um modelo de análise não-linear para estimar a resposta sísmica de pilares de concreto armado com emendas por traspasse inadequadas, que se mostrou adequado quando comparado com resultados experimentais.

Chowdhury e Orakcal (2012) apresentam a formulação de um modelo analítico não-linear para simular a deformação de pilares de concreto armado com condições de ancoragem de barras ou emendas por traspasse deficientes sob o efeito de carga cíclica lateral. Os resultados obtidos analiticamente foram considerados satisfatórios quando comparados com resultados experimentais. Chowdhury e Orakcal (2013) confirmaram a eficiência do modelo de análise não-linear proposto, apresentando estudos sobre correlações entre os resultados analíticos e medições experimentais feitas em pilares densamente instrumentados na região das emendas por traspasse.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para estudar o efeito da posição e do comprimento de traspasse das emendas de armadura longitudinal e a interação entre esses dois fatores na capacidade resistente dos pilares, utilizou-se uma técnica estatística de planejamento fatorial cruzado de experimento, que considera os fatores variando conjuntamente, através das combinações entre seus níveis, conforme Montgomery e Runger (2008), na busca da eficiência e economia do processo experimental. O planejamento fatorial adotado na pesquisa é apresentado a seguir.

3.1 PLANEJAMENTO FATORIAL

Durante o planejamento experimental foram adotados os três princípios básicos recomendados por Montgomery (2005): a replicação, aleatoriedade e blocagem. De acordo com as definições de Calado e Montgomery (2003), a replicação permite obter o erro experimental e aumentar a precisão nos casos em que se usa a média para estimar o efeito de um fator no experimento, como é o caso desta pesquisa, que busca a validação de uma hipótese e que foi planejada para três réplicas de cada combinação de fatores. Já a aleatoriedade, que é a ordenação casual que foi adotada na sequência de realização dos experimentos, busca balancear o efeito de qualquer variável incontrolável que possa perturbar os resultados, aumentando a probabilidade de que o efeito dos fatores de ruído seja eliminado, aprimorando-se a validade das estimativas de variância dos erros experimentais, tornando possível a aplicação de testes estatísticos de significância e a construção de intervalos de confiança. A blocagem é usada em certos processos para considerar a presença de fatores conhecidos que perturbam o sistema, mas que não se tem interesse em estudá-los, sendo que para esta pesquisa foi considerado todo experimento contido num único bloco.

Os fatores controláveis foram a posição e o comprimento de traspasse das emendas da armadura longitudinal dos pilares. A variável resposta foi a carga relativa de

ruptura à compressão centrada. Foram mantidos constantes a seção transversal, a taxa de armadura longitudinal, a resistência à compressão do concreto, o cobrimento nominal da armadura, as condições de concretagem, a idade do concreto nos ensaios e as condições de aplicação da carga.

Quanto aos traspases das emendas da armadura longitudinal, foram ensaiados pilares com o comprimento mínimo (34cm) prescrito pela NBR 6118 (ABNT, 2007), com a metade deste comprimento (17cm) e emenda de topo. Quanto à posição das emendas, situaram-se na base do pilar (10cm), à um terço da sua altura (57cm) e à meia altura do pilar (85cm).

A Tabela 1 apresenta as variáveis consideradas neste estudo.

Tabela 1 – Variáveis aplicadas no programa experimental

Variável resposta	Fatores controláveis		Fatores constantes
Carga relativa (v)	Comprimento de traspasse (cm)	34	seção transversal taxa de armadura concreto cobrimento concretagem Idade dos ensaios
		17	
		0	
	Posição da emenda (cm)	10	
		57	
		85	

Fonte: Produção da autora.

O programa experimental foi composto por dez configurações de armaduras diferentes, sendo nove delas com emenda variável da armadura longitudinal e uma com armadura contínua, esta considerada como referência. Cada configuração foi repetida três vezes, além de um pilar em concreto simples.

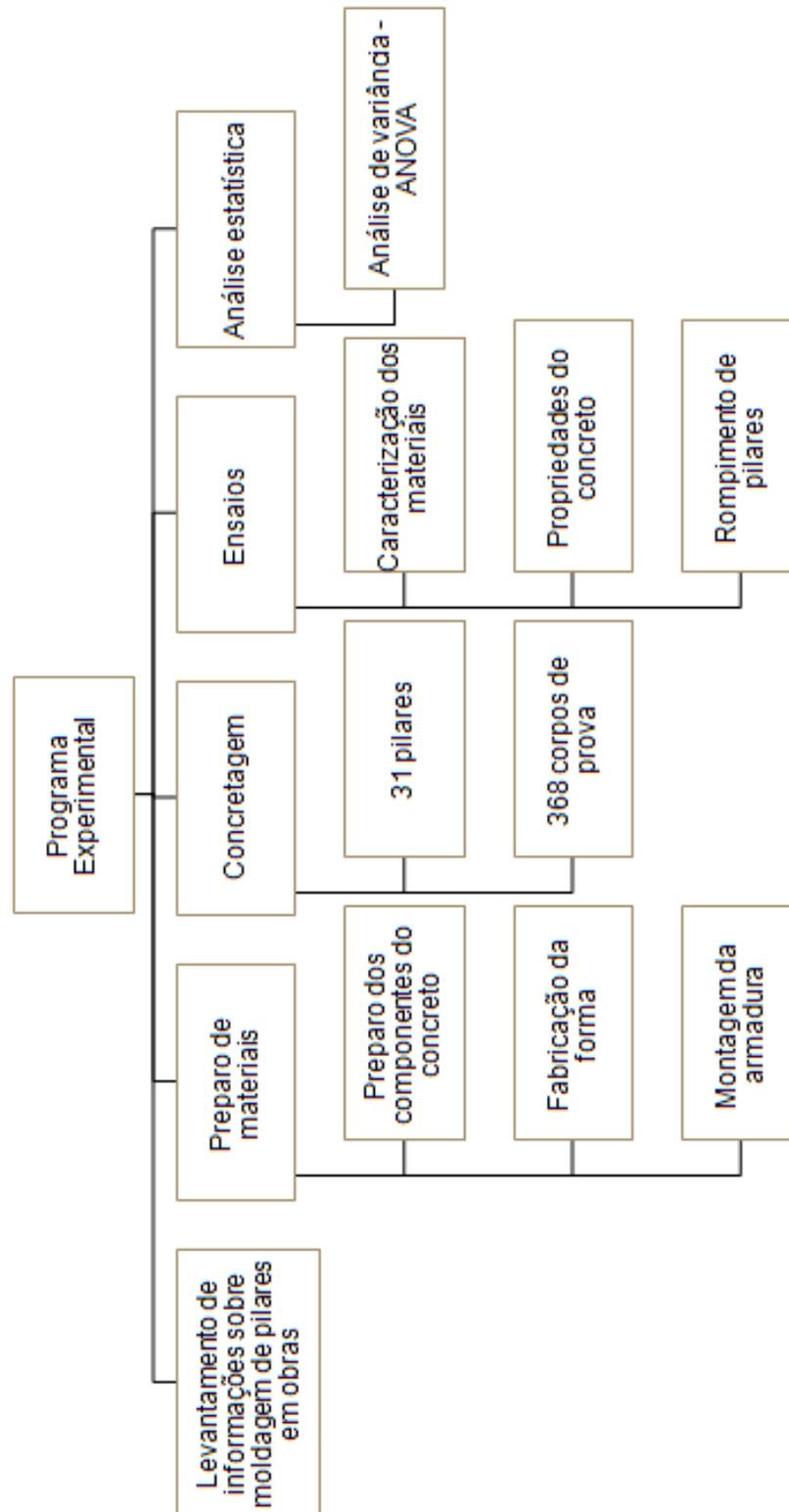
Portanto, o planejamento experimental resultou na análise de 31 pilares de concreto armado, considerados curtos devido à pequena esbeltez, submetidos à compressão centrada até atingirem sua ruptura, realizada no Laboratório de Ensaios em Materiais de Construção da Universidade Federal do Espírito Santo.

A apresentação dos resultados dos experimentos e sua análise estatística constam no capítulo 4. Para minimizar efeitos de variáveis incontroláveis, inerentes à

pesquisa, que pudessem perturbar os resultados estatísticos, buscou-se a padronização dos procedimentos de concretagem e de ensaio, além de manter-se a mesma formação da equipe de trabalho. Para a definição dos procedimentos de concretagem, fez-se um levantamento de informações sobre a fabricação de pilares junto a obras na região da Grande Vitória, através de entrevistas a coordenadores de obras, além de consulta a prescrições normativas e recomendações bibliográficas.

Um diagrama com uma relação geral das atividades desenvolvidas neste trabalho é apresentado na Figura 8 a seguir.

Figura 8 – Diagrama com as atividades desenvolvidas no programa experimental



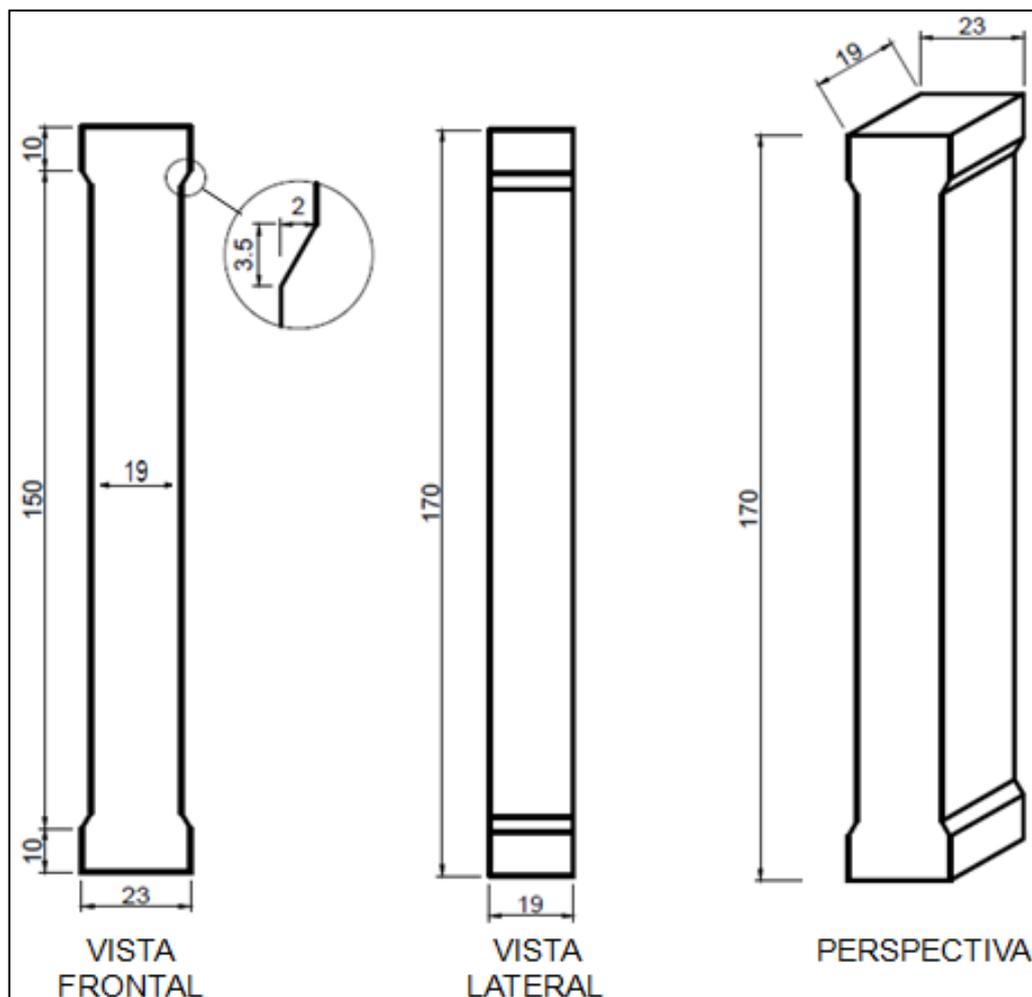
Fonte: Produção da autora.

3.2 DESCRIÇÃO DOS PILARES

3.2.1 Geometria dos pilares

Os pilares tiveram seção transversal constante de 19cm x 19cm e 170cm de altura, com taxa de armadura de 0,87%. A Figura 9 mostra as dimensões dos pilares ensaiados.

Figura 9 - Geometria dos pilares ensaiados (cm)



Fonte: Produção da autora.

A seção transversal das extremidades do pilar foi aumentada para 23cm x 19cm, a fim de melhorar a rigidez da peça durante o ensaio, acrescentando-se uma área de concreto equivalente à área de armadura.

3.2.2 Identificação dos pilares

Para a identificação dos pilares com emenda da armadura longitudinal foi adotada a seguinte nomenclatura: **Pe.p-r**.

Sendo:

- **P**: pilar;
- **e**: tipo de comprimento de traspasse da emenda, sendo “1” para traspasse de 34cm, “2” para traspasse de 17cm e “3” para emenda de topo;
- **p**: posição da emenda em relação à base do pilar, sendo “1” para emenda na base do pilar (10cm), “2” para emenda a um terço da altura do pilar (57cm) e “3” para emenda a meia altura do pilar (85cm);
- **r**: número da repetição ou réplica.

A identificação dos pilares sem emenda da armadura longitudinal, considerados de referência, foi PR-r, sendo “r” o número da repetição de pilares.

O pilar em concreto simples foi identificado como P0.0-0.

Alguns pilares da terceira repetição tiveram a posição das emendas das barras invertidas para melhor avaliação da armadura no ensaio de ruptura. Na Tabela 2 são apresentadas as características das emendas da armadura longitudinal dos pilares ensaiados, de acordo com sua identificação.

Tabela 2 – Características dos pilares de concreto armado ensaiados (produção da autora)

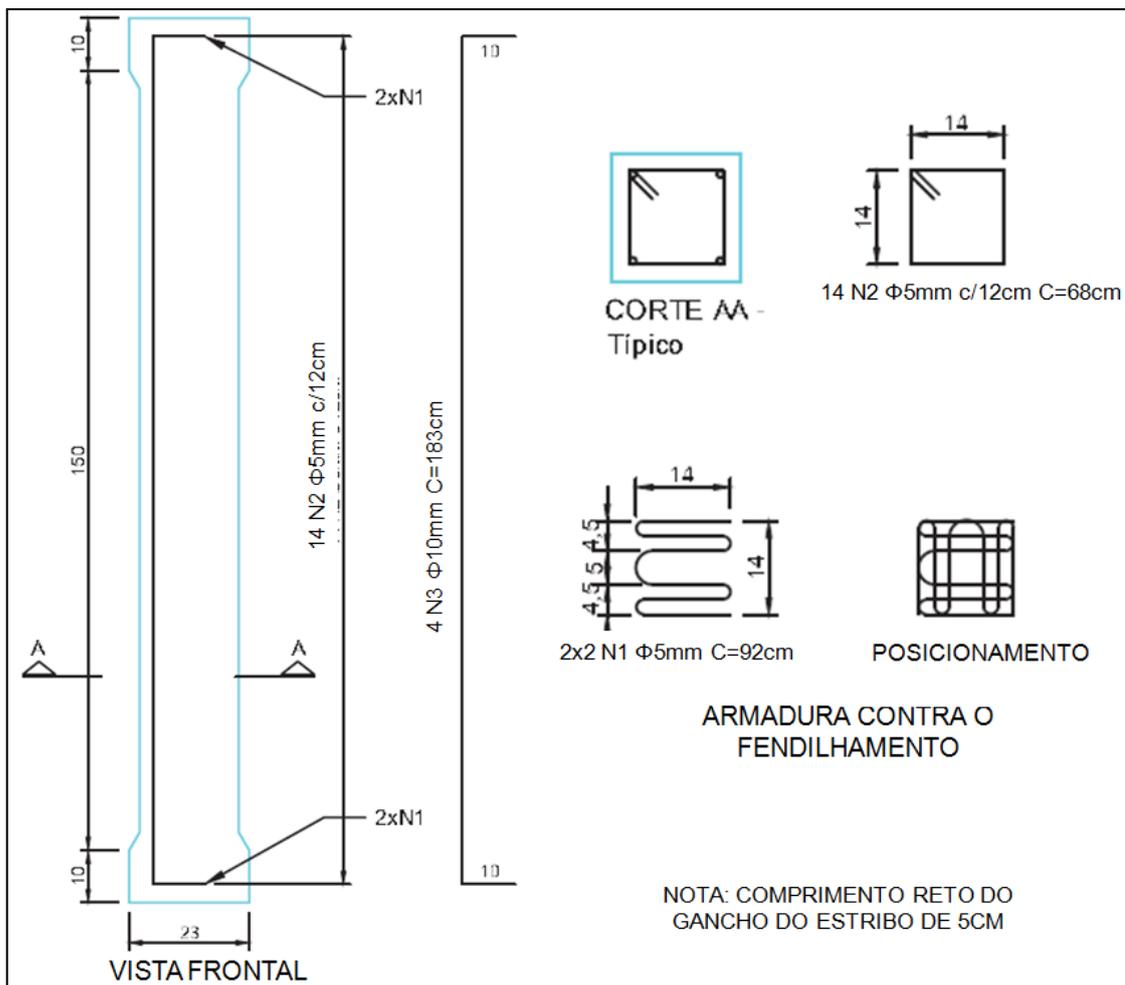
Repetição - r	Identificação do pilar	Comprimento de traspasse da emenda - e (cm)	Posição da emenda em relação à base do pilar - p (cm)
1	PR-1	-	-
	P1.1-1	34	10
	P1.2-1	34	57
	P1.3-1	34	85
	P2.1-1	17	10
	P2.2-1	17	57
	P2.3-1	17	85
	P3.1-1	0	10
	P3.2-1	0	57
	P3.3-1	0	85
2	PR-2	-	-
	P1.1-2	34	10
	P1.2-2	34	57
	P1.3-2	34	85
	P2.1-2	17	10
	P2.2-2	17	57
	P2.3-2	17	85
	P3.1-2	0	10
	P3.2-2	0	57
	P3.3-2	0	85
3	PR-3	-	-
	P1.1-3	34	160
	P1.2-3	34	113
	P1.3-3	34	85
	P2.1-3	17	160
	P2.2-3	17	113
	P2.3-3	17	85
	P3.1-3	0	160
	P3.2-3	0	113
	P3.3-3	0	85

3.2.3 Arranjo das armaduras

A armadura longitudinal dos pilares ensaiados foi composta de quatro barras de aço CA-50, com diâmetro nominal de 10mm. A armadura transversal foi composta por estribos em aço CA-60, diâmetro nominal de 5mm e com espaçamento típico de 12cm. Nas extremidades dos pilares foi utilizado um par de armaduras contra o fendilhamento do concreto, dispostas ortogonalmente e compostas por barras de aço CA-60, diâmetro nominal de 5mm, com objetivo de melhorar a distribuição das tensões durante o carregamento.

O detalhamento dos pilares de referência, com barras contínuas, é apresentado na Figura 10.

Figura 10 - Detalhamento da armadura dos pilares sem emenda, considerados como referência PR - dimensões em centímetros – repetição 3x

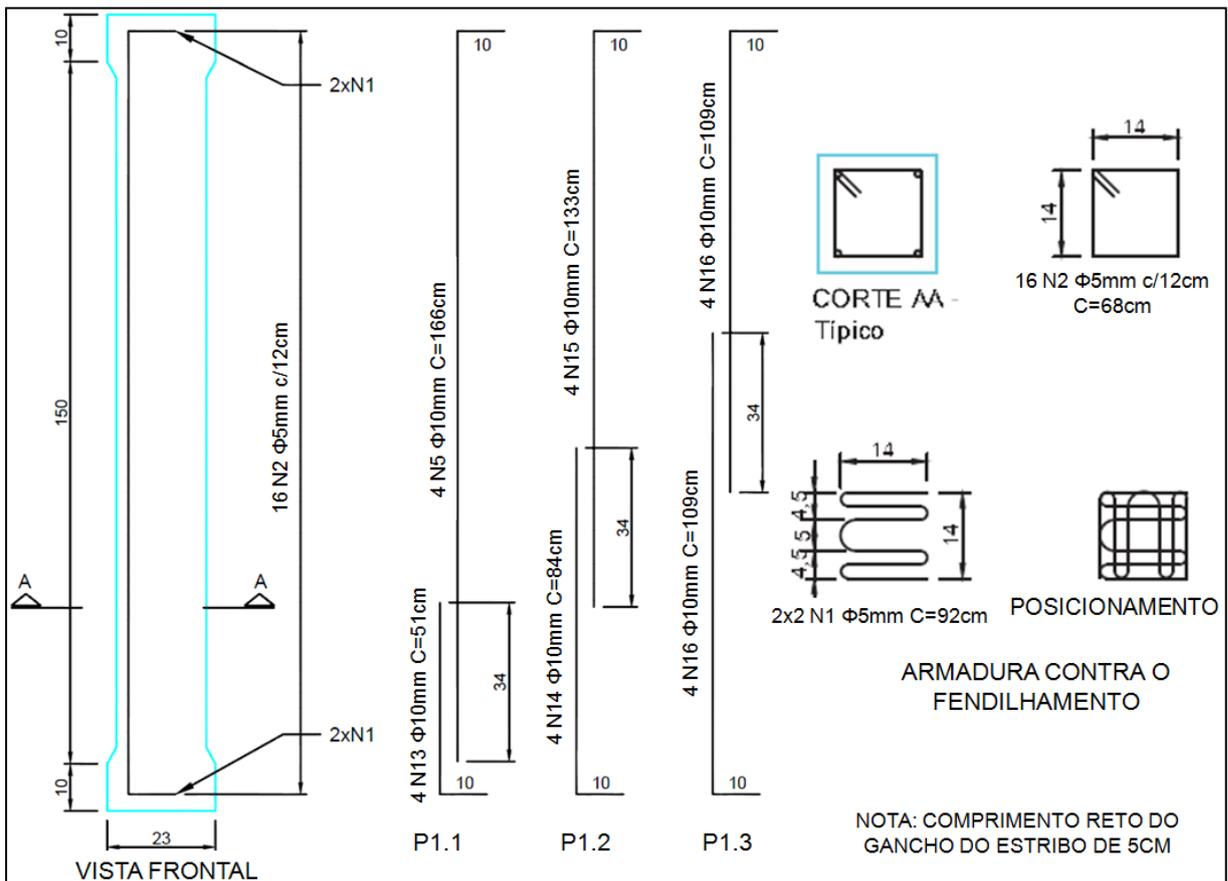


Fonte: Produção da autora.

A emenda por traspasse da armadura longitudinal dos pilares variou em três posições distintas: na base, a um terço da altura do pilar e na metade da altura do pilar. As barras emendadas foram posicionadas justapostas, isto é, sem espaçamento livre entre elas, conforme resultados obtidos por Quintana, Guimarães e Shehata (2008).

Os pilares moldados com emenda por traspasse da armadura longitudinal de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2007), portanto com comprimento de 34cm, são detalhados na Figura 11.

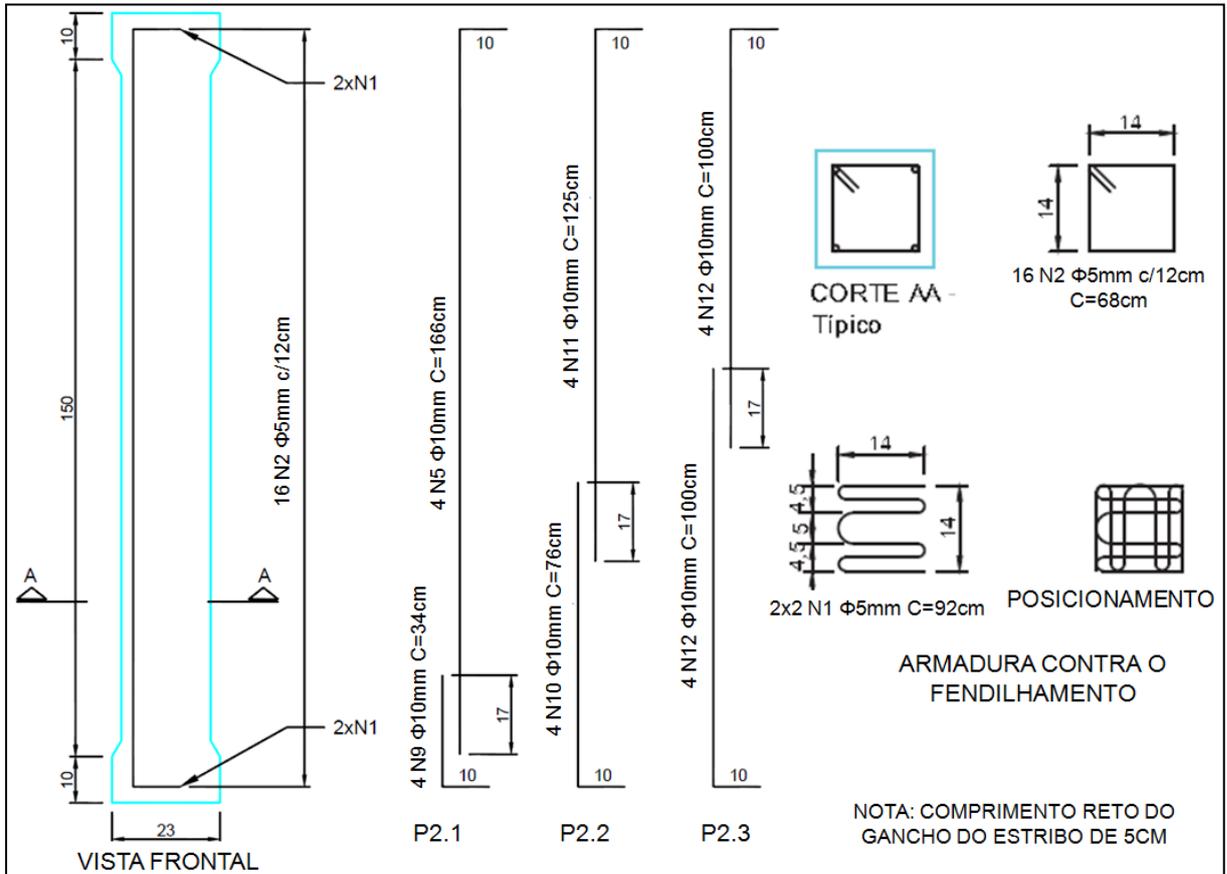
Figura 11 - Detalhamento da armadura dos pilares com emenda por traspasse de 34cm – dimensões em centímetros - repetição 3x



Fonte: Produção da autora.

Os pilares que tiveram emenda por traspasse da armadura longitudinal com a metade do comprimento recomendado pela NBR 6118 (ABNT, 2007), portanto com comprimento de 17cm, são detalhados na Figura 12.

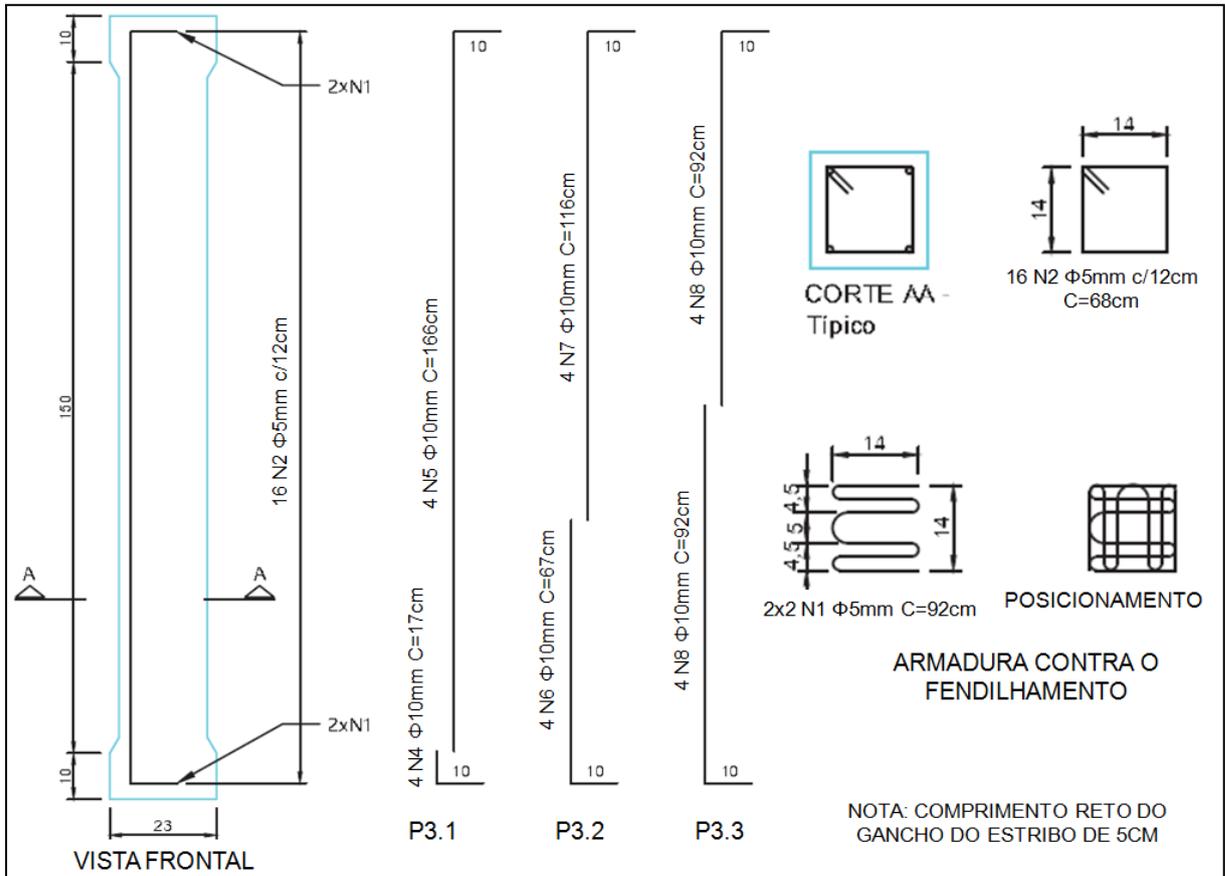
Figura 12- Detalhamento da armadura dos pilares com emenda por traspasse de 17cm – dimensões em centímetros - repetição 3x



Fonte: Produção da autora.

Os pilares que receberam emenda de topo da armadura longitudinal, sem a utilização de qualquer tipo de solda, tiveram suas barras unidas apenas pela amarração nos estribos com arame recozido, são detalhados a seguir, na Figura 13.

Figura 13 - Detalhamento da armadura dos pilares com emenda de topo (cm) – repetição 3x

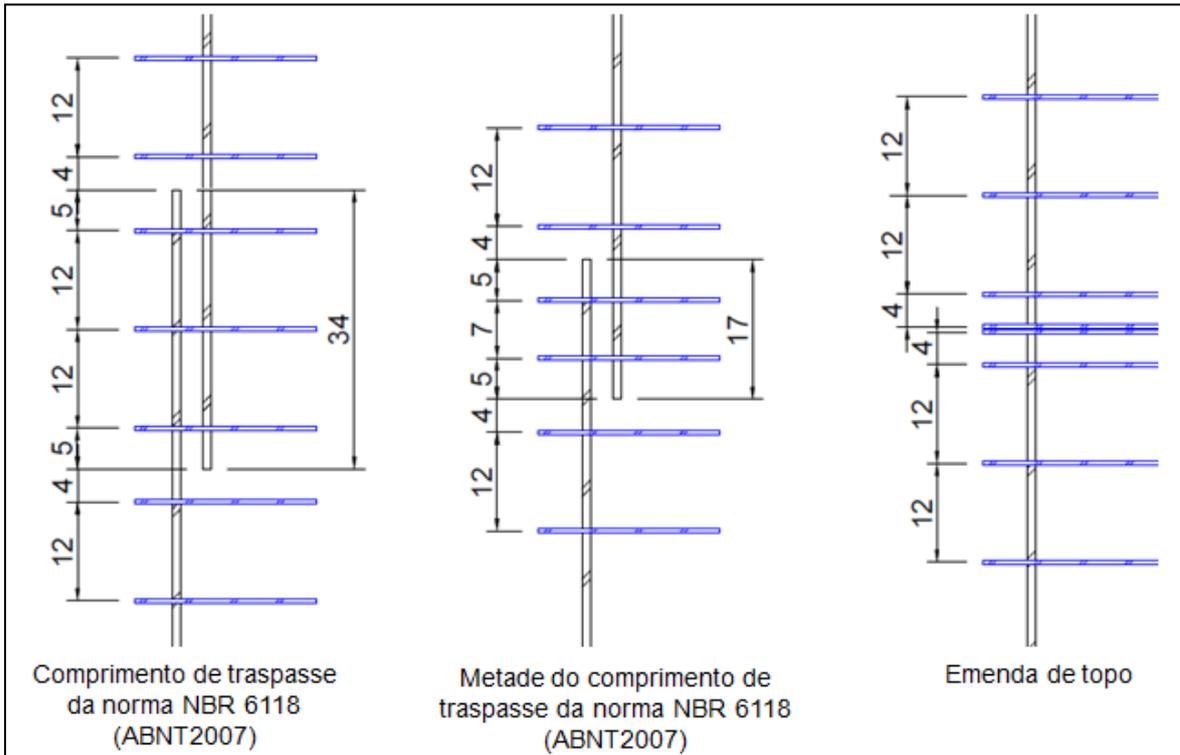


Fonte: Produção da autora.

Na região das emendas da armadura longitudinal, o espaçamento dos estribos foi variável para minimizar o efeito de carga na ponta das barras emendadas, segundo recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2007) e conforme detalhado na Figura 14. Ilustra-se na Figura 15 a emenda por traspasse de comprimento 34cm (a), de 17cm (b) e emenda de topo (c).

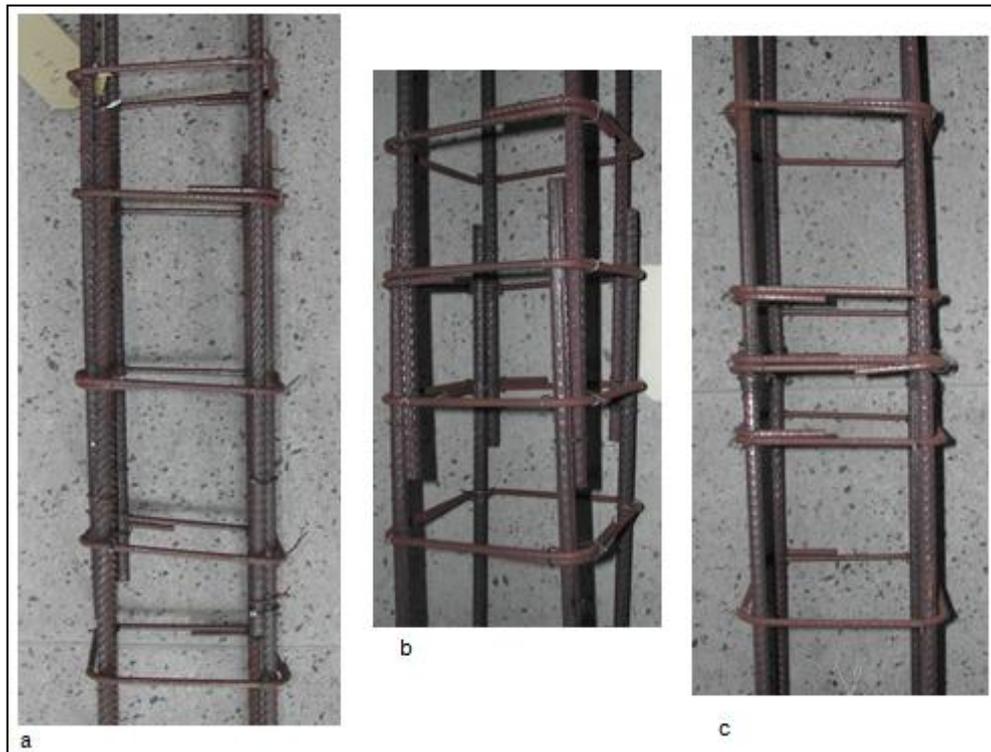
O cobrimento nominal adotado para a armadura foi de 2,5cm, tendo sido utilizados espaçadores plásticos industrializados, fixados lateralmente nos estribos, conforme ilustrado na Figura 16, e na parte inferior, na armadura contra o fendilhamento.

Figura 14 - Detalhamento da distribuição dos estribos na região das emendas de barras longitudinais, de acordo com os diferentes comprimentos de traspasse.



Fonte: Produção da autora.

Figura 15- Imagem da região das emendas de barras longitudinais.



Fonte: Produção da autora.

Figura 16- Posicionamento dos espaçadores plásticos.



Fonte: Produção da autora.

3.2.4 Estimativa da capacidade resistente dos pilares

A estimativa analítica da capacidade resistente dos pilares foi feita por um modelo teórico de um pilar curto, biarticulado, sujeito a uma carga vertical centrada de compressão, sem considerar os coeficientes de ponderação de ações e de resistência dos materiais, nem efeitos de segunda ordem, de excentricidades acidentais ou de cintamento. Na Tabela 3 é apresentada a verificação da esbeltez dos pilares ensaiados, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2007).

Tabela 3 – Verificação da esbeltez dos pilares ensaiados

Características	Valores nominais	Unidades
Momento de inércia da seção (I)	10860,08	cm ⁴
Área da seção geométrica (Ac)	361	cm ²
Raio de giração (i)	5,48	cm
Comprimento equivalente (le)	170	cm
Índice de esbeltez (λ)	30,99	-
Índice limite de esbeltez (λ_1)	35	-
Caracterização de pilar curto ($\lambda < \lambda_1$)		

Fonte: Produção da autora.

Desprezando-se a deformação lenta do concreto, por se tratar de um ensaio feito com carga de curta duração, a determinação da carga resistente estimada do pilar é feita através da equação 3.1.

$$N = Acc \cdot fc + As \cdot fy' \quad (3.1)$$

Os dados utilizados para determinação da carga estimada de ruptura dos pilares executados estão relacionados na Tabela 4.

Tabela 4 – Estimativa da capacidade resistente dos pilares de concreto armado ensaiados

Características	Valores nominais	Unidades
Área da seção geométrica 19cm x 19cm (A_c)	361	cm ²
Área nominal da seção de aço 4 Φ (A_s)	3,14	cm ²
Área da seção de concreto (A_{cc})	357,86	cm ²
Taxa de armadura longitudinal (ρ)	0,87	%
Tensão do concreto à compressão (f_c)	30	MPa
Tensão no aço para encurtamento de 2mm/m (f_y')	420	MPa
Parcela de carga resistida pelo concreto	1073,58	kN
Parcela de carga resistida pelo aço	131,88	kN
Carga vertical resistente estimada	1205,46	kN

Fonte: Produção da autora.

3.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

A seguir são apresentadas as propriedades dos materiais utilizados na pesquisa.

3.3.1 Concreto

O concreto utilizado na fabricação dos pilares foi preparado em betoneira estacionária, no Laboratório de Ensaio em Materiais de Construção, dosado para a resistência característica à compressão de 30MPa e abatimento de tronco de cone de 100mm \pm 20mm. Todas as concretagens apresentaram as mesmas quantidades e procedência de materiais, assim como foi mantida a mesma equipe de trabalho, medidas estas tomadas para minimizar possíveis efeitos de ruído nos resultados. A Tabela 5 apresenta os materiais utilizados para a dosagem por m³ de concreto.

Tabela 5 – Materiais utilizados para preparo do concreto

Quantidade de materiais por m ³ de concreto		
Material	Quantidade	Unidade
Cimento CP III – 40 RS	350	kg
Areia de jazida	822,85	kg
Brita 0	299,95	kg
Brita 1	819,98	kg
Água	182	litros

Fonte: Produção da autora.

Após estudos experimentais iniciais para testar o traço a ser adotado na pesquisa, observou-se que não haveria a necessidade de utilização de aditivos para alcançar a consistência e a resistência à compressão requerida para o concreto.

A verificação dos requisitos dos materiais componentes do concreto foi feita conforme o estabelecido nas normas NBR 12654 (ABNT 1992) e NBR 7211 (ABNT, 2009), e os resultados são apresentados no capítulo 4.

O volume de concreto preparado em cada concretagem foi de 175 litros, o suficiente para a moldagem de dois pilares, dezesseis corpos de prova cilíndricos (dimensão básica de 100mm), quatro prismáticos (dimensão básica de 100mm) e para a realização de ensaios de consistência pelo abatimento do tronco de cone, conforme NBR NM 67 (ABNT, 1998).

O preparo do concreto iniciou-se com a imprimação da betoneira, feita com 10% da quantidade de areia, cimento e água, na mesma proporção do traço do concreto. Após a imprimação, a colocação dos materiais na betoneira respeitou sempre a seguinte ordem: todas as britas, 60% da água com pré-mistura, todo o cimento com nova pré-mistura, colocação de toda areia com mais uma pré-mistura e enfim a colocação do restante da água, aos poucos, com a betoneira em movimento. Então a massa era misturada durante 5 minutos, cronometrados.

Em todas as concretagens foram realizados ensaios de consistência do concreto pelo abatimento do tronco de cone, conforme NBR NM 67 (ABNT, 1998), antes do lançamento do concreto nas formas e antes da moldagem dos corpos de prova, que ocorreu sempre entre as concretagens do primeiro e do segundo pilar.

Nas concretagens iniciais foram moldados, de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 2003), dezesseis corpos de prova cilíndricos e quatro corpos de prova prismáticos em cada conjunto de dois pilares, para ensaios de caracterização do concreto. Para atender aos requisitos de ensaio de caracterização do concreto, nas últimas concretagens os corpos de prova prismáticos foram substituídos por seis corpos de prova cilíndricos adicionais, vibrados. Todos os corpos de prova foram moldados pelo mesmo membro da equipe.

Na Tabela 6 são apresentados os ensaios de caracterização realizados no concreto endurecido, inclusive os de controle de aceitação previstos pela norma NBR 12655 (ABNT, 2006), com as respectivas normas utilizadas, cujos resultados são apresentados no capítulo 4.

Tabela 6 – Relação dos ensaios de caracterização do concreto realizados e suas respectivas normas

Ensaio	Norma ABNT	Número de corpos de prova ensaiados
Compressão em corpos de prova cilíndricos	NBR 5739 (ABNT, 2007)	309
Resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos	NBR 7222 (ABNT, 2011)	8
Dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão	NBR 7584 (ABNT, 2012)	31
Módulo estático de elasticidade à compressão	NBR 8522 (ABNT, 2008)	14
Resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos	NBR 12142 (ABNT, 2010)	36

Fonte: Produção da autora.

3.3.2 Aço

Para armadura longitudinal foram utilizadas barras de aço CA-50, obtidas por laminação a quente, e na armadura transversal, barras de aço CA-60, obtidas por conformação a frio, ambas soldáveis, com superfície nervurada e fabricadas pela

Arcelor Mittal. A armadura utilizada foi produzida atendendo às especificações da norma NBR 7480 (ABNT, 2007), de acordo com o fabricante. Na Tabela 7 constam as propriedades mecânicas das barras de aço prescritas pela referida norma.

Tabela 7 – Propriedades mecânicas exigíveis de barras e fios destinados à armadura utilizada

Categoria e diâmetro nominal (mm)	Valores mínimos de tração			Ensaio de dobramento a 180°	Aderência
	f_y (MPa)	f_{st} (MPa)	Alongamento após ruptura em 10 \varnothing (%)	Diâmetro do pino de dobramento (mm)	Coefficiente de conformação superficial mínimo (η)
CA-50 \varnothing 10	500	1,08 f_y	8	3 x \varnothing	1,5
CA-60 \varnothing 5	600	1,05 f_y	5	5 x \varnothing	1,0

Fonte: NBR 7480 (ABNT, 2007).

Nota: 1) \varnothing é o diâmetro nominal.

2) f_y : resistência característica no escoamento à tração.

3) f_{st} : limite de resistência.

Na Tabela 8 são apresentadas as características nominais de massa e de seção da armadura utilizada na fabricação dos pilares.

Tabela 8 – Características nominais dos fios e barras de aço utilizados

Diâmetro nominal \varnothing (mm)	Massa nominal (kg/m)	Tolerância (%)	Área nominal da seção (mm ²)	Perímetro nominal (mm)
5,0	0,154	± 6	19,6	15,7
10,0	0,617	± 6	78,5	31,4

Fonte: NBR 7480 (ABNT, 2007).

Foi realizado ensaio de tração, conforme NBR ISO 6892-1 (ABNT, 2013), como controle de qualidade do aço.

3.4 MOLDAGEM DOS PILARES

3.4.1 Forma dos pilares

Os pilares foram moldados com dois conjuntos idênticos de formas de madeira compensada plastificada de 20mm de espessura, enrijecidas com gravatas feitas de madeira e tirantes metálicos. As formas foram identificadas como forma A e forma B.

Uma chapa metálica retangular foi chumbada e nivelada no piso de concreto armado do laboratório, para apoiar cada forma de madeira utilizada na concretagem dos pilares, que foi feita na posição vertical.

As formas de madeira foram concebidas para facilitar ao máximo sua montagem e também a desforma dos pilares, além de ter recebido alguns cuidados na sua fabricação para promover sua integridade geométrica, estanqueidade e durabilidade durante todo o experimento.

Para montagem das formas foi utilizado um sistema de encaixe das peças, que foram identificadas para ficarem sempre na mesma posição a cada montagem. As peças foram encaixadas através de guias de madeira e, depois de conferidas as dimensões internas da forma por um gabarito, o conjunto era fixado por gravatas de madeira e tirantes metálicos, que pode ser visualizado na Figura 17.

Na parte inferior das formas que ficava em contato com a chapa metálica do piso, foi aplicada uma fita de espuma de PVC, autoadesiva, de 4mm de espessura, que serviu tanto para pequenos ajustes de nivelamento da forma durante sua fixação na chapa metálica do piso, como para impedir a saída de argamassa nessa região durante a concretagem. Essa fita foi substituída periodicamente devido ao seu desgaste.

As guias de madeira foram encaixadas e parafusadas na forma, evitando-se o uso de pregos que pudessem comprometer a vida útil da forma devido os impactos provocados por martelo e possibilidade de penetração de umidade no interior da madeira.

Também como medida para evitar a penetração de umidade no interior das formas, foi aplicada uma camada de parafina derretida para selar regiões expostas de madeira devido ao corte ou instalação de parafusos.

Figura 17 - Formas de madeira utilizadas para moldagem dos pilares



Fonte: Acervo da autora.

No decorrer do experimento, alguns reforços nas guias de madeira foram necessários, principalmente na parte inferior da forma, devido à deformação da madeira nessa região provocada pela pressão interna do concreto no lançamento e adensamento por vibração. Tal fato conferiu uma seção transversal ligeiramente maior na parte inferior de alguns pilares.

3.4.2 Armadura dos pilares

Toda armadura foi fornecida sob medida, com corte e dobra industriais das barras, de acordo com o arranjo e identificação das armaduras, já apresentado no item 3.2.3.

A armadura de todos os pilares foi montada no Laboratório de Ensaios em Materiais de Construção e mesmo tendo sido utilizado um aço soldável, optou-se por amarrar os estribos com arame recozido nas barras longitudinais, para aproximar-se da situação encontrada atualmente na maioria das obras da região. Para melhorar a rigidez da armadura dos pilares, os ganchos dos estribos foram colocados em posições alternadas ao longo do eixo longitudinal do pilar, conforme sugere Santos (1981).

Especial cuidado recebeu as armaduras com emenda de topo, pois sua falta de rigidez demandou mais trabalho e tempo para ser montada. As extremidades das barras foram unidas e amarradas apenas com arame recozido nos estribos, que foram menos espaçados nessa região, conforme já detalhado no item 2.3.2.

3.4.3 Concretagem dos pilares

Para o planejamento das atividades de concretagem dos pilares, foi feito um levantamento de campo sobre as principais dificuldades encontradas nessa operação em sete obras da Grande Vitória-ES, e as informações obtidas foram comparadas às recomendações bibliográficas, já apresentadas no capítulo 2. Em

todas as concretagens de pilar foram adotados os procedimentos descritos a seguir, que foram sistematicamente verificados a cada etapa.

Depois de limpas as formas, aplicava-se desmoldante nas suas faces internas para facilitar a desforma, e prosseguia-se com sua montagem, conferência de dimensões por gabarito, posicionamento e aperto das gravatas de madeira e tirantes metálicos, só então as formas eram posicionadas e niveladas na posição vertical, sobre as chapas metálicas presas ao piso. Após o posicionamento da armadura com o cobrimento garantido por espaçadores plásticos, era feita a identificação dos pilares na forma e iniciava-se a concretagem logo após o preparo da mistura.

Os pilares foram concretados um de cada vez, com concreto produzido em betoneira localizada a 4 metros do local de lançamento, e transportado manualmente em baldes de 10 litros, após a verificação da consistência do concreto pelo teste de abatimento de tronco de cone. As concretagens foram realizadas com um abatimento de $100\text{mm} \pm 20\text{mm}$.

O lançamento do concreto na forma foi feito por uma calha de madeira previamente umedecida, posicionada no topo do pilar, que conferiu uma altura máxima de queda do concreto de aproximadamente 2m, conforme ilustrado na Figura 18.

Figura 18 – Lançamento das camadas de concreto através de calha de madeira.



Fonte: Acervo da autora

Foram lançadas sete camadas de concreto de aproximadamente 25cm de altura para moldar cada pilar, atendendo a prescrição da NBR 14931 (ABNT, 2004) sobre a altura máxima de camadas para vibração de concreto.

Cada camada de concreto foi adensada por vibração mecânica, com vibrador de imersão, agulha de diâmetro de 25mm, durante aproximadamente 12 segundos. Foram feitas marcações no mangote do vibrador para controlar a penetração da agulha nas camadas de concreto, considerando-se que a ponta da agulha penetrasse cerca de 5cm na camada inferior para costura de aderência entre as camadas de concreto.

Antes do preenchimento total do pilar, um par de armadura contra o fendilhamento era amarrado no topo da armadura longitudinal com arame recozido, conforme detalhado em 3.2.3.

Concluía-se o preenchimento da forma com concreto, era feita a última vibração e aguardava-se cerca de 20 minutos até a acomodação e exsudação do concreto na forma e só então se executava o acabamento do topo do pilar com desempenadeira e com uma placa de vidro plana.

Depois de concretado o primeiro pilar, moldavam-se os corpos de prova cilíndricos e prismáticos. A metade dos corpos de prova moldados eram adensados manualmente e a outra metade era adensada por vibração mecânica, com vibrador de imersão, agulha de diâmetro de 25mm, para uma eventual comparação dos resultados em função do tipo de adensamento. A vibração feita em cada corpo de prova cilíndrico teve duração de 8 segundos, cronometrados, e em corpo de prova prismático teve duração de 5 segundos, em dois pontos, ambos cronometrados.

Em seguida era feita a moldagem do segundo pilar, com os mesmos procedimentos adotados no primeiro. O tempo total decorrido da concretagem dos pilares e da moldagem de corpos de prova foi de 70 minutos, no máximo.

O lançamento, vibração e acabamento do topo de todos os pilares foram executados sempre pelo mesmo membro da equipe.

Para evitar a perda excessiva de água de exsudação durante a concretagem e pega, especialmente durante a vibração do concreto, foram colmatadas as frestas das formas da região inferior dos pilares, seguindo a recomendação de Ripper (2006), conforme ilustra a Figura 19.

Figura 19 - Utilização de papel molhado na base dos pilares para minimizar a saída de água de exsudação.



Fonte: Acervo da autora.

Ao final dos trabalhos, eram colocados sacos plásticos escuros vedando o topo dos pilares, que eram também cobertos por lona plástica, para evitar a perda de água do concreto por evaporação precoce e acelerar seu endurecimento.

A desforma dos pilares ocorreu no terceiro dia após a concretagem, logo após seu transporte para o local de armazenamento, que foi feito através de um guincho. A Figura 20 mostra os pilares depois da desforma.

Figura 20 - Pilares depois da desforma e corpos de prova recém-moldados



Fonte: Acervo da autora.

A Tabela 9 descreve as concretagens realizadas para o desenvolvimento deste trabalho e identifica os pilares, além dos tipos e quantidades de corpos de prova moldados em cada betonada.

Tabela 9 – Descrição das concretagens realizadas

Concretagem	Descrição	Identificação dos pilares concretados	Número de corpos de prova cilíndricos	Número de corpos de prova prismáticos
T1	Estudo de dosagem	-	10	0
T2	Ajuste do traço	-	14	0
T3	Comprovação do traço	-	10	0
T4	Concretagem de pilares	P1.1-1	16	4
T5		PR-1 e P2.1-2	16	4
T6		P2.2-1 e P2.3-2	16	4
T7		P3.1-1 e P1.3-2	16	4
T8		P2.1-1 e P1.1-2	16	4
T9		P3.2-1 e P2.2-2	16	4
T10		P1.2-1 e P3.1-2	16	4
T11		P3.3-1 e P1.2-2	16	4
T12		P2.3-1 e P3.2-2	16	4
T13		P1.3-1 e P3.3-2	22	0
T14		P2.1-3 e PR-2	22	0
T15		P1.1-3 e P2.3-3	22	0
T16		P1.3-3 e P2.2-3	22	0
T17		P3.1-3 e P3.3-3	22	0
T18		P1.2-3 e P3.2-3	22	0
T19		PR-3 e P0.0	22	0
TOTAL		31	332	36

Fonte: Produção da autora.

3.4.4 Preparo das superfícies dos pilares

Nivelar e regularizar o concreto das superfícies extremas do pilar foi imprescindível para a realização do ensaio à compressão. A chapa metálica de apoio das formas

dos pilares, instalada no piso, conferiu regularidade e nivelamento da base dos pilares, o que foi verificado durante o seu transporte vertical.

Já no topo dos pilares, mesmo recebendo um cuidadoso acabamento com desempenadeira e placa de vidro plana no final de sua concretagem, foi necessário um tratamento superficial com escova de aço para remoção de uma fina camada de argamassa e aplicação de uma camada de graute com aproximadamente 3mm de espessura, utilizando-se uma forma de madeira umedecida, fixada no perímetro do topo do pilar. Ainda assim foi feito um acabamento com disco diamantado na superfície do graute para corrigir algumas falhas de planicidade, conforme mostra a Figura 21.

Figura 21 - Tratamento superficial executado no topo dos pilares.



Fonte: Acervo da autora.

Devido à complexidade dessa regularização, decidiu-se por utilizar uma placa de elastômero, com 1,5cm de espessura, sobre o topo dos pilares, durante o ensaio à compressão, para minimizar efeitos indesejáveis de irregularidades de nivelamento, conforme mostra a Figura 22.

Figura 22 – Placa de elastômero posicionada no topo do pilar.



Fonte: Acervo da autora.

3.5 ENSAIO DOS PILARES À COMPRESSÃO

Todos os pilares foram ensaiados à compressão centrada, levados até a ruptura, com a idade de 28 dias. A seguir é apresentada a máquina de ensaio e são descritos os procedimentos adotados.

3.5.1 Máquinas de ensaio

A máquina utilizada para o ensaio à compressão dos pilares, assim como para os ensaios de compressão, tração por compressão diametral e módulo de elasticidade

em corpos de prova cilíndricos de concreto, foi uma prensa hidráulica, classe 1, da marca “AMSLER”, patrimônio nº 84775 da Universidade Federal do Espírito Santo, situada no Laboratório de Ensaios em Materiais de Construção, com capacidade para 2000kN e uma distância útil máxima entre pratos de compressão de 2m.

Seu sistema de aplicação de carga é de controle manual e seu sistema de medição de força é analógico, com precisão de 5kN, na escala adotada de 2000kN para o ensaio de pilares.

O prato inferior da máquina é de vinculação fixa e o prato superior é provido de articulação tipo rótula esférica, a mesma vinculação utilizada para ensaios de corpos de prova à compressão, conforme NBR 5739 (ABNT, 2007).

Para os ensaios de tração na flexão em corpos de prova prismáticos de concreto e de tração na barra de aço Ø10mm CA-50, foi utilizada uma prensa hidráulica universal, classe 1, da marca “AMSLER”, patrimônio nº 84555 da Universidade Federal do Espírito Santo, situada no Laboratório de Ensaios em Materiais de Construção, com capacidade para 500kN.

3.5.2 Posicionamento dos pilares na máquina de ensaio

Para o transporte horizontal dos pilares, do local de armazenamento até a máquina de ensaio, foi utilizado um guincho hidráulico, que percorreu uma distância máxima de trinta metros, conforme mostra a Figura 23.

O transporte vertical para posicionamento do pilar na máquina de ensaio foi feito por uma talha manual presa na estrutura metálica da cobertura do laboratório, que elevou o pilar até uma altura aproximada de 1m. Os pilares sempre foram mantidos o mais próximo possível da posição vertical e foram utilizadas cordas, perfis e tirantes metálicos presos à meia altura do pilar, para auxílio da movimentação e proteção do acabamento de topo dos pilares, com o objetivo de evitar tensões de flexão e de tração na peça.

Figura 23 – Transporte horizontal dos pilares.



Fonte: Acervo da autora.

Os pilares apresentaram desaprumo entre seu topo e sua base, devido às imperfeições geométricas provocadas pela concretagem na posição vertical e pela acomodação das formas de madeira. A centralização do pilar na máquina foi feita em relação ao prato de compressão superior, cuja vinculação é rotulada, para não comprometer a centralização da carga aplicada.

Depois de posicionado o pilar na máquina, era aplicada uma pré carga de 10kN para acomodamento do pilar e fazia-se o ensaio de dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão, conforme NBR 7584 (ABNT, 2012).

3.5.3 Aplicação da carga de compressão e vinculação

O esquema de aplicação de carga e vinculação foi de um pilar articulado no topo e com apoio rígido em sua base, com a aplicação de carga centrada de compressão,

com velocidade de aplicação de carga de 50kN a cada 15 segundos, até atingir a sua ruptura. A Figura 24 ilustra o carregamento de um pilar durante o ensaio de compressão.

Figura 24 – Aplicação de carga em pilar.



Fonte: Acervo da autora.

4 RESULTADOS DOS EXPERIMENTOS – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais componentes do concreto utilizado na pesquisa, os resultados dos ensaios para determinação das propriedades mecânicas do concreto e do aço, assim como as cargas de ruptura dos pilares e sua análise estatística.

4.1 MATERIAIS COMPONENTES DO CONCRETO

O controle tecnológico dos materiais componentes do concreto utilizado nesta pesquisa foi realizado de acordo com a norma NBR 12654 (ABNT, 1992) e os resultados dos ensaios dos materiais são apresentados a seguir.

4.1.1. Cimento Portland

Os ensaios químicos e físicos do cimento utilizado na pesquisa foram realizados conforme normas da ABNT e fornecidos pelo fabricante. As propriedades do cimento são apresentadas na Tabela 10.

Tabela 10 – Resultados dos ensaios químicos e físicos do cimento utilizado, conforme normas da ABNT

Cimento CP III 40 RS	
Composição química	%
Perda ao fogo	1,65
Resíduo insolúvel	0,54
SO ₃	1,3
CaO livre	0,92
Resistência à compressão	MPa
3 dias	16,4
7 dias	26,2
28 dias	43,1
Finura	Valores
Massa específica (g/cm ³)	2,93
Blaine (m ² /kg)	426
Peneira # 325	2,20 %
Peneira # 200	0,20%
Expansibilidade	mm
Quente	0,0
Pega	min
Início	185
Fim	220
Consistência	%
Teor de água para consistência normal	31,30

Fonte: Cortesia da MIZU.

4.1.2. Agregados

Foram realizados ensaios de controle de recebimento da areia e das britas, conforme requisitos da NBR 7211 (ABNT, 2009), cujos resultados estão apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 – Relatório de ensaio de composição granulométrica dos agregados

Composição granulométrica – NBR NM 248 (ABNT, 2003)						
Peneira (mm)	Areia		Brita 0		Brita 1	
	% Retida	% Acumul.	% Retida	% Acumul.	% Retida	% Acumul.
19	-	-	-	-	0	0
12,5*	-	-	0	0	39	39
9,5	-	-	18	18	44	83
6,3*	-	-	56	74	15	98
4,75	-	-	20	94	1	99
2,36	1	1	-	94	-	99
1,18	10	11	-	94	-	99
0,6	26	37	-	94	-	99
0,3	24	61	-	94	-	99
0,15	20	81	-	94	-	99
FUNDO	19	100	6	100	1	100
Módulo de finura	1,91		5,82		6,77	
Dimensão máxima característica	2,36mm		12,5mm		19mm	

Nota: 1) *: peneiras pertencentes à série intermediária, as demais são da série normal, conforme NBR NM 248 (ABNT, 2003).

2) % Acumul. = % retida acumulada.

3) Módulo de finura é a soma das porcentagens retidas acumuladas em massa nas peneiras da série normal, dividida por 100. A norma NBR 7211 (ABNT, 2009) considera utilizável, quando o módulo de finura do agregado miúdo está no intervalo entre 1,55 e 3,50.

4) A brita 0 se enquadra melhor na zona granulométrica 4,75/12,5mm, mesmo não atendendo a todos os limites da norma NBR 7211 (ABNT, 2009).

5) A brita 1 se enquadra melhor na zona granulométrica 9,5/25mm, mesmo não atendendo a todos os limites da norma NBR 7211 (ABNT, 2009).

Fonte: Produção da autora.

Os demais ensaios realizados para caracterização dos agregados são apresentados na Tabela 12, sendo que os ensaios para determinação da presença de substâncias nocivas foram realizados apenas para a areia, já que as britas foram lavadas antes de serem utilizadas, eliminando-se eventuais torrões de argila e materiais pulverulentos.

Tabela 12 – Resultados dos ensaios de caracterização dos agregados

Determinação		Ensaio - Norma	Resultado	Valor de referência conforme NBR 7211 (ABNT, 2009)		
Torrões de argila e materiais friáveis presentes na areia		NBR 7218 (ABNT, 2010)	0,1%	≤ 3,0%		
Material fino que passa através da peneira 75um, por lavagem, presentes na areia		NBR NM 46 (ABNT, 2003)	2,8 %	≤ 5,0%		
Impurezas orgânicas presentes na areia		NBR NM 49 (ABNT, 2001)	Solução mais turva que a padrão	Solução mais clara que a padrão		
Índice de forma da brita 1, pelo método do paquímetro		NBR 7809 (ABNT, 2006)	2,4	≤ 3		
Índice de desgaste por abrasão “Los Angeles”	Brita 0	NBR NM 51 (ABNT, 2001)	34,0%	< 50%		
	Brita 1		26,0%			
Massa específica do agregado seco	Brita 0	NBR NM 53 (ABNT, 2009)	2,84 g/cm ³	-		
	Brita 1		2,80 g/cm ³			
Massa específica aparente	Brita 0		2,78 g/cm ³			
	Brita 1		2,76 g/cm ³			
Absorção	Brita 0		0,7%			
	Brita 1		0,5%			
Massa específica da areia			NM 52 (ABNT, 2009)		2,63 g/cm ³	

Fonte: Produção da autora.

Embora o resultado do ensaio de impurezas orgânicas presentes na areia tenha dado contrário à referência, o material foi aceito, considerando-se tal parâmetro não significativo para os objetivos da pesquisa. Portanto, os materiais empregados na produção do concreto tiveram resultados satisfatórios, atendendo aos requisitos propostos.

4.2 CONCRETO

Os resultados dos ensaios realizados para o controle das propriedades do concreto utilizado na pesquisa, inclusive os prescritos pela NBR 12655 (ABNT, 2006), são apresentados a seguir.

Em todas as concretagens e sempre pelo mesmo membro da equipe, foram realizados os ensaios de consistência no concreto fresco pelo abatimento do tronco de cone, conforme NBR NM 67 (ABNT, 1998), cujos resultados foram $100\text{mm} \pm 20\text{mm}$. O aspecto da consistência do concreto utilizado na moldagem dos pilares da pesquisa é ilustrado na Figura 25.

Figura 25 – Ensaio de abatimento do tronco de cone, conforme NBR NM 67 (ABNT, 1998).



Fonte: Acervo da autora.

No concreto endurecido, aos 28 dias, mesma idade de ruptura dos pilares, foram realizados ensaios em corpos de prova moldados conforme NBR 5738 (ABNT, 2003), para determinação do módulo de elasticidade e das resistências à

compressão e à tração do concreto. As características específicas de cada tipo de ensaio realizado nos corpos de prova de concreto são apresentadas a seguir.

Também são apresentados os resultados do ensaio para avaliação da dureza superficial do concreto pelo esclerômetro de reflexão, realizado nos pilares, aos 28 dias, como recurso para avaliação da uniformidade do concreto utilizado na produção dos pilares, a partir de medições em pontos de rigidez similar entre as peças, conforme recomendação de Evangelista (2002).

De acordo com os resultados obtidos nos diversos ensaios realizados, considera-se que as propriedades requeridas para o concreto da pesquisa, tanto em estado fresco como endurecido, foram atendidas.

4.2.1 Parâmetros de qualidade da operação de concretagem

A propriedade de resistência à compressão do concreto foi determinada para todas as concretagens, por meio de ensaios realizados conforme a norma NBR 5739 (ABNT, 2007), em corpos de prova cilíndricos, diâmetro de 10cm e altura de 20cm, em várias idades, respeitando-se o sentido de sua moldagem para o rompimento dos mesmos. Os corpos de prova tiveram suas faces de aplicação de carga retificadas antes do ensaio. Os resultados individuais de resistência à compressão dos corpos de prova se encontram no apêndice A.

Com o objetivo de avaliar estatisticamente a eficiência das operações de ensaio de resistência à compressão, foi determinado o coeficiente de variação dos resultados, de acordo com a metodologia proposta pela NBR 5739 (ABNT, 2007).

A amostra utilizada para esta análise foi composta por dezesseis exemplares de concretagem, sendo que cada exemplar conteve entre seis e doze corpos de prova cilíndricos, moldados juntamente com os pilares, ensaiados à compressão com idade de 28 dias.

O cálculo do coeficiente de variação dentro do ensaio (cv_e) é feito com a equação 4.1, conforme a NBR 5739 (ABNT, 2007).

$$cv_e = \frac{s_e}{f_{cm}} \quad (4.1)$$

O desvio padrão dentro do ensaio (s_e) foi estimado pela equação 4.2.

$$s_e = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{d_2 \times n} \quad (4.2)$$

A Tabela 13 descreve os valores dos parâmetros considerados na avaliação.

Tabela 13 – Parâmetros para avaliação estatística de desempenho do ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos, segundo a NBR 5739 (ABNT, 2007).

Parâmetros	Valores
Número de exemplares da amostra (n)	16
Somatório da amplitude de valores de resistência de um exemplar, em megapascals ($\sum_{i=1}^n A_i$)	40,8
Coefficiente correspondente à quantidade de seis corpos de prova por exemplar (d_2)	2,534
Desvio padrão dos resultados de ensaio, em megapascals (s_e)	1,0054
Resistência média à compressão dos exemplares da amostra, em megapascals (f_{cm})	30,53
Coefficiente de variação dos resultados do ensaio (cv_e)	0,03294

Fonte: Produção da autora.

De acordo com a avaliação da eficiência das operações de ensaio proposta pela NBR 5739 (ABNT, 2007), apresentada na Tabela 14, os ensaios de resistência à compressão realizados aos 28 dias receberam conceito “excelente”.

Tabela 14 – Avaliação do ensaio através do coeficiente de variação dos resultados

Coeficiente de variação (cv_e)				
Nível 1 (Excelente)	Nível 2 (Muito bom)	Nível 3 (Bom)	Nível 4 (Razoável)	Nível 5 (Deficiente)
$cv_e \leq 3,0$	$3,0 < cv_e \leq 4,0$	$4,0 \leq cv_e \leq 5,0$	$5,0 \leq cv_e \leq 6,0$	$cv_e > 6,0$

Fonte: NBR 5739 (ABNT, 2007).

4.2.2 Resistência à tração do concreto

Para a determinação da resistência à tração do concreto utilizado na moldagem dos pilares, fez-se o ensaio de flexão em corpos de prova prismáticos, com dimensões de 10cm x 10cm x 30cm, na idade de 28 dias. Observou-se que a maior dimensão das formas metálicas dos corpos de prova prismáticos, disponíveis no Laboratório de Ensaio em Materiais de Construção, eram 5cm menores do que prescreve a norma NBR 5738 (ABNT, 2008). Por isso necessitou-se de um ajuste para 250mm na distância entre os apoios para o ensaio de flexão, que foi feito de acordo com a norma NBR 12142 (ABNT, 2010). O rompimento de todos os corpos de prova se deu no terço médio da distância entre os apoios e os resultados do ensaio são apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 – Resultado dos ensaios de resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos de concreto, aos 28 dias (produção da autora)

Resistência à tração na flexão - NBR 12142 (ABNT, 2010)							
Traço	Corpo de prova				Força máxima alcançada - F (N)	Resistência individual - $f_{ct,f}$ (MPa)	Resistência média - f_{ct} (MPa)
	Nº	b (mm)	d (mm)	l (mm)			
T4	1	100,53	100,93	250	16475	4,0	4,3
	2	100,17	100,43		18240	4,5	
	3	101,00	100,93		16083	3,9	
	4	100,40	100,60		20006	4,9	
T5	1	100,13	100,80		18240	4,5	4,6
	2	100,90	101,57		18633	4,5	
	3	100,47	101,63		18142	4,4	
	4	100,40	102,03		20790	5,0	
T6	1	101,07	100,50		19907	4,9	5,0
	2	101,63	100,93		21477	5,2	
	3	102,87	101,00		21477	5,1	
	4	101,23	100,97		19711	4,8	
T7	1	100,67	100,93	17162	4,2	4,8	
	2	101,00	100,63	20496	5,0		
	3	101,67	101,33	20496	4,9		
	4	101,37	101,17	20496	4,9		
T8	1	102,87	101,10	21771	5,2	5,0	
	2	103,37	100,67	21280	5,1		
	3	100,93	101,03	20300	4,9		
	4	102,83	101,10	20496	4,9		
T9	1	101,83	100,50	20398	5,0	5,4	
	2	101,50	100,73	22555	5,5		
	3	102,37	101,00	22948	5,5		
	4	100,80	101,13	23144	5,6		
T10	1	101,57	101,07	21477	5,2	5,5	
	2	101,57	101,23	21378	5,1		
	3	102,10	101,00	25301	6,1		
	4	102,00	101,30	23046	5,5		
T11	1	101,23	101,43	21771	5,2	4,9	
	2	101,00	100,67	20202	4,9		
	3	101,70	101,17	21477	5,2		
	4	102,27	101,93	17554	4,1		
T12	1	102,87	100,63	15396	3,7	4,6	
	2	104,47	101,00	19613	4,6		
	3	103,17	101,20	22065	5,2		
	4	100,47	101,13	20888	5,1		

Nas três primeiras concretagens, destinadas à verificação do traço, e também na quinta concretagem, foram feitos ensaios para obter a resistência à tração por compressão diametral em corpos de prova cilíndricos, diâmetro de 10cm e altura de 20cm, conforme a norma NBR 7222 (ABNT, 2011), e os resultados são apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 – Resistência à tração do concreto por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos

Resistência à tração por compressão diametral - NBR 7222 (ABNT, 2011)						
Traço	Nº	Idade (dias)	d (mm)	l (mm)	Força máxima – F(N)	Resistência à tração - $f_{ct,sp}$ (MPa)
T1	1	7	99,75	200,8	107.000	3,4
	2	28	99,0	201,0	137.000	4,4
T2	1	7	99,75	201,0	75.000	2,4
	2	28	100,0	200,1	105.000	3,3
T3	1	7	99,75	200,8	94.000	3,0
	2	28	99,8	201,0	94.000	3,0
T5	1	28	99,6	197,3	112.000	3,6
	2		99,85	196,5	98.000	3,2

Fonte: Produção da autora.

4.2.3 Módulo de elasticidade à compressão do concreto

Os ensaios para a determinação do módulo estático de elasticidade à compressão do concreto foram realizados de acordo com a NBR 8522 (ABNT, 2008). Utilizou-se medidor de deformação mecânico do tipo compressômetro, com duas bases dependentes, instalado em corpos de prova cilíndricos, com diâmetro de 10cm e altura de 20cm, e que tiveram suas faces de aplicação de carga retificadas antes do ensaio. O comprimento das bases de medida é de 9,3cm. Para a aplicação de carga

e leitura das deformações foi adotada a metodologia de tensão básica fixa de 0,5MPa.

Os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade à compressão do concreto, realizados em alguns exemplares de concretagem de pilares, são apresentados na Tabela 17.

Tabela 17 – Módulo estático de elasticidade à compressão do concreto

Módulo de elasticidade - NBR 8522 (ABNT, 2008)							
Traço	Idade (dias)	Nº	D (mm)	h(mm)	Resistência à compressão individual – fci (MPa)	Módulo de elasticidade individual – Ei (GPa)	Módulo de elasticidade do concreto – E (GPa)
T15	28	1	100,2	197,6	29,0	31,9	32,0
		2	99,55	195,8	28,1	27,9*	
		3	100,1	196,3	29,4	32,2	
		4	100,1	195,6	28,8	29,2*	
T17	28	1	100,15	195,4	28,8	28,6	29,8
		2	100,15	196,5	30,2	31,3	
		3	100,45	197,3	29,8	29,6	
T19	6	1	100,05	195,4	18,6	26,2	27,5
		2	100,05	196,1	18,8	29,1	
		3	99,95	193,6	18,2	27,2	
	28	1	100,5	192,4	26,9	28,2	29,0
		2	99,75	194,3	28,5	35,7*	
		3	100,5	194,4	27,7	29,7	
		4	99,9	195,6	26,0	26,2*	

Nota: 1) *D* e *h*: diâmetro e altura do corpo de prova ensaiado, respectivamente.

2) *: valores desconsiderados para o cálculo do módulo de elasticidade do concreto, pois as deformações dos corpos de prova ultrapassaram a dispersão máxima de 5% em relação à média de deformações, conforme NBR 8522 (ABNT, 2008).

Fonte: Produção da autora.

Na Tabela 18, compararam-se os resultados obtidos nos ensaios com as expressões de estimativa do módulo de elasticidade do concreto em função da

resistência à compressão, sugeridas pela norma NBR 6118 (ABNT, 2007) e por Pacheco (2006), em seu estudo experimental e estatístico realizado com o objetivo de estudar a correlação entre o módulo de elasticidade e a resistência média à compressão para concretos usuais empregados em estruturas prediais na região da Grande Vitória (ES).

Tabela 18 – Comparação entre valores de ensaio e estimativas para módulo estático de elasticidade à compressão do concreto.

Traço	Idade (dias)	Resistência f_{cm} (MPa)	Resistência característica f_{ckest} (MPa)	Ensaio NBR 8522 (ABNT, 2008) - E_c (GPa)	$E_c = 5400 \cdot (f_{cm})^{0,5}$ (GPa) (Pacheco, 2006)	$E_c = 5600 \cdot (f_{ck})^{0,5}$ (GPa) (ABNT, 2007)
T15	28	30,7	28,6	32,0	29,9	29,9
T17	28	30,7	29,6	29,8	29,9	30,5
T19	7	17,9	17,8	27,5	22,9	23,6
	28	28,4	27,4	29,0	28,8	29,3

Nota: 1) E_c : módulo estático de elasticidade à compressão do concreto.

2) f_{cm} : resistência média à compressão do concreto do traço pelo ensaio segundo a norma NBR 5739 (ABNT, 2007).

3) f_{ckest} : resistência característica à compressão do concreto estimada pela norma NBR 12655 (ABNT, 2006).

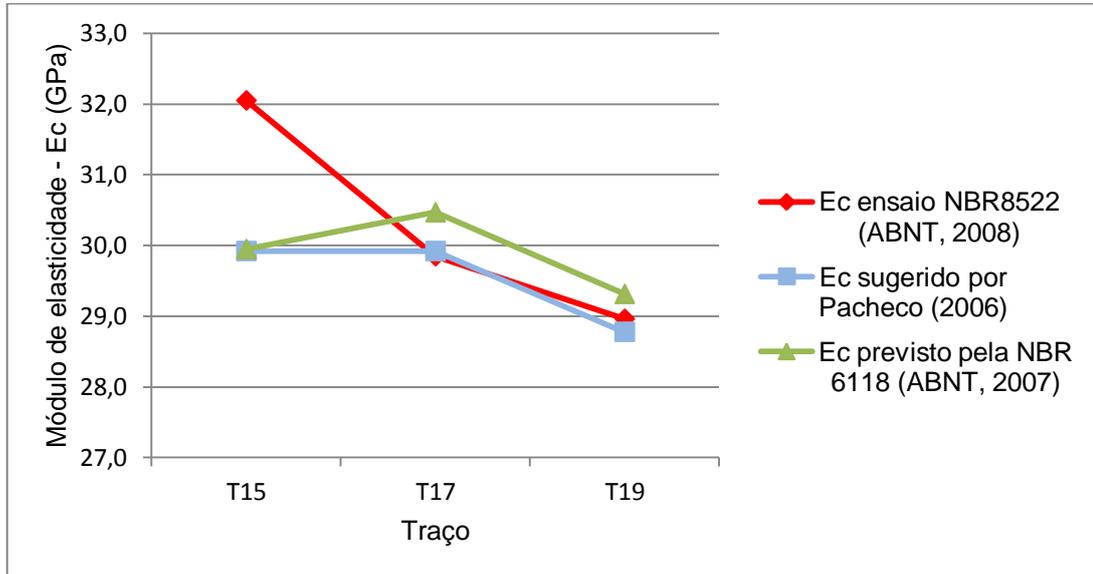
Fonte: Produção da autora.

Pacheco (2006) atenta para a importância do conhecimento das propriedades do concreto em diferentes regiões brasileiras, devido à variabilidade de dosagens e dos materiais utilizados, destacando-se os agregados e costumes locais. Seus estudos foram limitados aos concretos de $f_{ck} = 25\text{MPa}$ e $f_{ck} = 30\text{MPa}$, com corpos de prova moldados em canteiros de obras e curados em laboratório até a data do ensaio, por serem os concretos mais usados em edificações residenciais na Grande Vitória.

Através do gráfico apresentado na

Figura 26, verifica-se que os valores de módulo de elasticidade estimados pela expressão proposta por Pacheco (2006) para concretos produzidos na região da Grande Vitória são mais próximos dos valores encontrados nos ensaios do que os obtidos pela expressão proposta pela norma NBR 6118 (ABNT, 2007).

Figura 26 – Relação entre os valores de ensaio e os previstos para o módulo de elasticidade do concreto à compressão aos 28 dias.



Fonte: Produção da autora.

4.2.4 Dureza superficial do concreto

A avaliação da dureza superficial do concreto foi feita através de ensaio utilizando um esclerômetro de reflexão, conforme a norma NBR 7584 (ABNT, 2012). As medições foram feitas à meia altura e em uma das faces dos pilares, região de rigidez similar para possibilitar comparações entre as peças, conforme Evangelista (2002), realizadas antes do ensaio de capacidade de carga de ruptura à compressão dos mesmos, cuja idade era de 28 dias.

A partir da resistência média obtida no ensaio de esclerometria (f_{cm}), estima-se uma resistência característica do concreto à compressão ($f_{ck_{estimado}}$), conforme a equação 4.2.1.

$$f_{ck_{estimado}} = f_{cm} - 1,65 * s_d \quad (4.2.1)$$

Os pilares P1.1-1 e P1.3-3 não foram submetidos ao ensaio esclerométrico, devido a problemas operacionais. Os resultados dos ensaios esclerométricos feitos nos demais pilares são apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão, realizada nos pilares, aos 28 dias, conforme NBR 7584 (ABNT, 2012).

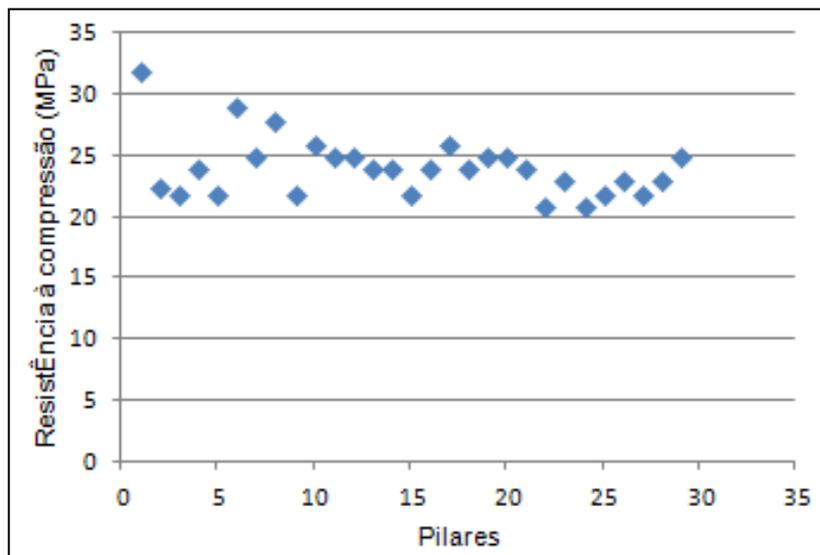
Pilar	Índice esclerométrico médio - I_E	Índice esclerométrico médio efetivo - $I_{E\alpha}$ - com coeficiente de correção $k=1,067$	Resistência estimada à compressão do concreto (MPa)
PR-1	35,8	38,13	32,0
PR-2	30,2	32,16	22,5
PR-3	29,9	31,86	22,0
P1.2-1	31,8	33,90	24,0
P1.3-1	29,1	31,02	22,0
P2.1-1	34,0	36,27	29,0
P2.2-1	31,2	33,24	25,0
P2.3-1	33,5	35,73	28,0
P3.1-1	29,9	31,85	22,0
P3.2-1	32,3	34,46	26,0
P3.3-1	31,7	33,85	25,0
P1.1-2	31,4	33,49	25,0
P1.2-2	31,0	33,07	24,0
P1.3-2	31,0	33,07	24,0
P2.1-2	29,5	31,47	22,0
P2.2-2	30,0	32,00	24,0
P2.3-2	32,0	34,13	26,0
P3.1-2	31,0	33,07	24,0
P3.2-2	31,8	33,96	25,0
P3.3-2	31,8	33,96	25,0
P1.1-3	30,9	32,95	24,0
P1.2-3	29,1	31,08	21,0
P2.1-3	30,1	32,13	23,0
P2.2-3	29,0	30,93	21,0
P2.3-3	29,7	31,72	22,0
P3.1-3	30,4	32,46	23,0
P3.2-3	29,4	31,39	22,0
P3.3-3	30,4	32,41	23,0
P0.0	31,6	33,71	25,0
média		33,08	24,2
desvio padrão (s_d)		1,64	2,4
fck estimado			20,1

Fonte: Produção da autora.

Observa-se que os índices esclerométricos apresentaram um desvio padrão de cerca de 5% em relação à sua média, sendo menor do que o desvio previsto pela precisão do aparelho utilizado, que segundo o fabricante é de 18,5%. Já as estimativas de resistência à compressão do concreto foram obtidas a partir de um gráfico de correlação com índice esclerométrico, fornecido pelo fabricante do aparelho, o que resultou em desvio padrão maior devido à menor precisão do gráfico, de cerca de 10% em relação à sua média.

A Figura 27 apresenta o gráfico de dispersão dos resultados da estimativa da resistência à compressão do concreto obtida no método do esclerômetro.

Figura 27 – Dispersão das estimativas de resistência à compressão do concreto, aos 28 dias, pelo método do esclerômetro.



Fonte: Produção da autora.

Com isso, considera-se atendido o requisito de uniformidade da dureza superficial do concreto dos pilares, embora as estimativas de resistência à compressão do concreto pelo método do esclerômetro tenham se mostrado insatisfatórias por apresentarem grande variabilidade e terem média de 24,2MPa, cerca de 20% menor do que a média de 30,5MPa obtida pelos resultados dos ensaios de compressão em corpos de prova cilíndricos aos 28 dias, apresentados no Apêndice A.

4.2.5 Resumo das características mecânicas do concreto

A Tabela 20 apresenta de maneira resumida os resultados médios encontrados nos ensaios de características mecânicas do concreto utilizado na pesquisa.

Tabela 20 – Resultados médios dos ensaios realizados em exemplares de concretagem de pilares, aos 28 dias.

Traço	Pilares	Resistência média à compressão - f_c (MPa)	Resistência à tração na flexão - f_{ct} (MPa)	Módulo de elasticidade - E_c (GPa)		
T4	P1.1-1	30,9	4,3	-		
T5	PR-1 e P2.1-2	28,7	4,6			
T6	P2.2-1 e P2.3-2	32,5	5,0			
T7	P3.1-1 e P1.3-2	32,2	4,8			
T8	P2.1-1 e P1.1-2	30,4	5,0			
T9	P3.2-1 e P2.2-2	31,0	5,4			
T10	P1.2-1 e P3.1-2	31,7	5,5			
T11	P3.3-1 e P1.2-2	31,9	4,9			
T12	P2.3-1 e P3.2-2	30,3	4,6			
T13	P1.3-1 e P3.3-2	29,6	-			
T14	P2.1-3 e PR-2	31,3				
T15	P1.1-3 e P2.3-3	30,7			32,0	
T16	P1.3-3 e P2.2-3	28,1			-	
T17	P3.1-3 e P3.3-3	30,7			29,8	
T18	P1.2-3 e P3.2-3	30,1			-	
T19	PR-3 e P0.0	28,4			29,0	
média		30,53			4,90	30,27
desvio padrão		1,31			0,38	1,55

Nota: 1) Resultados individuais do ensaio de resistência à compressão do concreto são apresentados no Apêndice A.

2) f_{cm} : resistência média à compressão do concreto do traço pelo ensaio segundo a norma NBR 5739 (ABNT, 2007).

Fonte: Produção da autora.

De acordo com os resultados obtidos nos diversos ensaios realizados, considera-se que as propriedades mecânicas requeridas para o concreto da pesquisa foram satisfatoriamente atendidas.

4.3 AÇO

O resultado do ensaio de tração à temperatura ambiente realizado de acordo com a NBR ISO 6892-1 (ABNT, 2013), num corpo de prova não proporcional e não usinado da barra de aço de diâmetro nominal Ø10mm CA-50, utilizada como armadura longitudinal dos pilares, é apresentado na Tabela 21.

Tabela 21 – Resistência à tração da barra de diâmetro nominal Ø10mm CA-50, área nominal de 78,5 mm² (s_o), em temperatura ambiente.

Resistência à tração - NBR ISO 6892-1 (ABNT, 2013)			
Diâmetro D (mm)	Tensão de escoamento - Re (MPa)	Resistência à tração - Rm (MPa)	Alongamento após a ruptura - A₁₀₀ (%)
9,96	636,8	774,1	13,5

Fonte: Produção da autora.

Considerou-se o material adequado para o seu emprego na pesquisa.

4.4 CARGA DE RUPTURA DOS PILARES ENSAIADOS

Na Tabela 22 é apresentada a carga de ruptura dos pilares curtos à compressão centrada, ensaiados aos 28 dias, assim como a carga relativa máxima à compressão ($v_{máx}$) determinada através da equação 4.3, a qual é o parâmetro comparativo adotado, conveniente por relacionar de maneira independente a carga de ruptura e a resistência à compressão do concreto, com valor de referência 1.

$$v_{máx} = \frac{N_u}{A_c f_c} \quad (4.3)$$

sendo:

$v_{m\acute{a}x}$ é a carga relativa máxima adimensional do pilar;

N_u é carga de ruptura;

A_c é a área da seção transversal;

f_c é a resistência à compressão do concreto no dia do ensaio.

Tabela 22 – Carga de ruptura à compressão centrada dos pilares da primeira repetição.

Identificação do pilar	Comprimento de traspasse - e (cm)	Altura da emenda - p (cm)	Resistência à compressão - f_c (MPa)	Carga de ruptura - N_u (kN)	Carga relativa $v_{m\acute{a}x}$
PR-1	-	-	28,7	950	0,918
P1.1-1	34	10	30,9	855	0,767
P1.2-1	34	57	31,7	870	0,761
P1.3-1	34	85	29,6	1035	0,969
P2.1-1	17	10	30,4	990	0,903
P2.2-1	17	57	32,5	685	0,583
P2.3-1	17	85	30,3	985	0,900
P3.1-1	0	10	32,2	1125	0,969
P3.2-1	0	57	31,0	1040	0,929
P3.3-1	0	85	31,9	1060	0,920

Fonte: Produção da autora.

Durante a primeira concretagem de pilar, a armadura do então pilar PR-3 rotacionou dentro da forma e não foi possível retorná-la à posição correta, por isso este pilar foi abortado durante a segunda camada de lançamento de concreto. A armadura foi retirada de dentro da forma por um guincho e recuperada para uma concretagem posterior.

Nos primeiros ensaios de ruptura, feitos em sequência nos pilares P1.1-1, PR-1 e P2.1-2, a referência adotada para o posicionamento desses pilares na máquina de ensaio foi o centro do prato de compressão inferior da máquina, cuja vinculação era

fixa e a do prato superior, rotulada. Observou-se a possível ocorrência de flexo-compressão e distorções no resultado dos ensaios devido à falta de retilinidade no eixo longitudinal dos pilares e essa diferença de rigidez entre os apoios extremos. Para minimizar os efeitos desses esforços indesejáveis, os demais pilares passaram a ser centralizados a partir do prato superior da máquina. Cairn (1976) relata que possivelmente teve seus resultados afetados pela vinculação do prato superior da máquina de ensaio.

Na Tabela 23 é apresentada a carga de ruptura dos pilares da segunda repetição.

Tabela 23 – Carga de ruptura à compressão centrada dos pilares da segunda repetição.

Identificação do pilar	Comprimento de traspasse - e (cm)	Altura da emenda – p (cm)	Resistência à compressão – f_c (MPa)	Carga de ruptura - N_u (kN)	Carga relativa $V_{máx}$
PR-2	-	-	31,3	1035	0,915
P1.1-2	34	10	30,4	1060	0,967
P1.2-2	34	57	31,9	1010	0,877
P1.3-2	34	85	32,2	1090	0,939
P2.1-2	17	10	28,7	945	0,913
P2.2-2	17	57	31,0	1010	0,902
P2.3-2	17	85	32,5	1100	0,936
P3.1-2	0	10	31,7	805	0,704
P3.2-2	0	57	30,3	1010	0,923
P3.3-2	0	85	29,6	1135	1,063

Fonte: Produção da autora.

A ruptura da maioria dos pilares da primeira e segunda repetição ocorreu na região superior das peças. Tal fato foi atribuído à maior compactação do concreto na região da base do pilar e ao possível efeito da vinculação mais rígida do apoio inferior da máquina. Como as emendas por traspasse ficavam na região inferior dos pilares, decidiu-se concretar os pilares da terceira repetição com a armadura na posição invertida, situando a emenda na parte superior das peças, com o objetivo de observar o seu aspecto após os ensaios de ruptura, já que a alteração da posição da emenda de alguns pilares não traria prejuízos para a análise estatística dos

resultados nessa etapa da pesquisa. Na Tabela 24 é apresentada a carga de ruptura dos pilares da terceira repetição.

Tabela 24 – Carga de ruptura à compressão centrada dos pilares da terceira repetição.

Identificação do pilar	Comprimento de traspasse - e (cm)	Altura da emenda - p (cm)	Resistência à compressão - f_c (MPa)	Carga de ruptura - N_u (kN)	Carga relativa $V_{máx}$
PR-3	-	-	28,4	980	0,956
P1.1-3	34	160	30,7	1025	0,926
P1.2-3	34	113	30,1	980	0,902
P1.3-3	34	85	28,1	610	0,601
P2.1-3	17	160	31,3	980	0,867
P2.2-3	17	113	28,13	925	0,911
P2.3-3	17	85	30,7	875	0,791
P3.1-3	0	160	30,7	965	0,870
P3.2-3	0	113	30,1	960	0,884
P3.3-3	0	85	30,7	905	0,816

Fonte: Produção da autora.

Durante o posicionamento do pilar P1.3-3 na máquina de ensaio, houve um problema com o manuseio dos registros hidráulicos de aplicação de carga, o que provocou o carregamento repentino neste pilar, acarretando uma ruptura brusca e precoce.

Na última concretagem, ocorreu a segunda tentativa de moldar o pilar PR-3 e para que uma das formas não ficasse vazia, já que os demais pilares do programa experimental já tinham sido concretados, se decidiu por fazer um pilar em concreto simples, para aproveitamento da forma.

Com o objetivo de investigar a tendência de ruptura na região superior dos pilares, também ocorrida nos da terceira repetição, e verificar a possível influência da menor compactação do concreto nessa região, inverteu-se a posição do pilar PR-3 na máquina de ensaio. O material mais compactado na concretagem ficou próximo à rótula da máquina. Esperava-se que se a ruptura do concreto também ocorresse na região superior, o material poderia ter pouca influência na posição de ruptura, e se rompesse a região inferior do pilar, então a compactação do concreto realmente

poderia ser significativa. No entanto, o pilar PR-3 rompeu à meia altura e nada pode ser concluído sobre a influência da compactação do concreto na região de ruptura do pilar.

A Tabela 25 apresenta a carga de ruptura do pilar em concreto simples, que foi similar à carga obtida nos pilares armados. Tal semelhança confirma a conclusão de Paiva (1994) sobre a participação da seção transversal plena na resistência em pilares de concreto com resistências usuais à compressão, isto é, não houve formação de núcleo resistente provocado por confinamento das armaduras, como ocorre em peças de concreto de alta resistência.

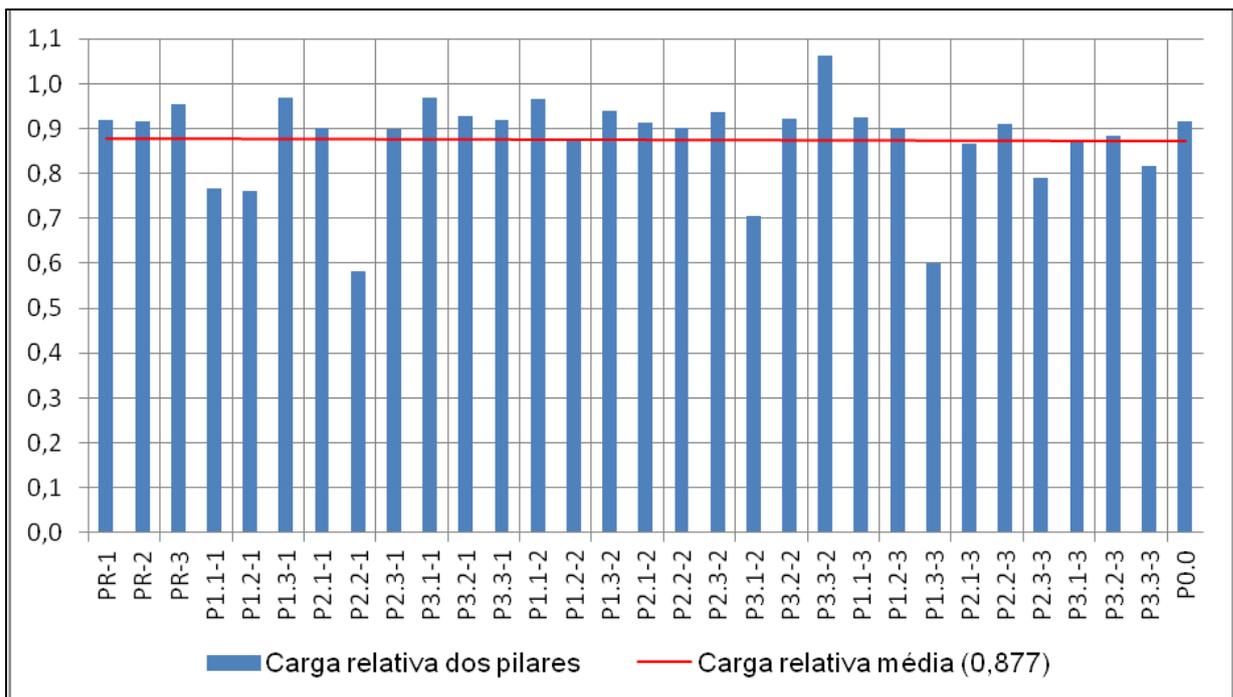
Tabela 25 – Carga de ruptura à compressão centrada do pilar em concreto simples.

Identificação do pilar	Comprimento de traspasse - e (cm)	Altura da emenda – p (cm)	Resistência à compressão – f_c (MPa)	Carga de ruptura - N_u (kN)	Carga relativa $V_{m\acute{a}x}$
P0.0	-	-	28,4	940	0,917

Fonte: Produção da autora.

As imagens e características de ruptura de cada pilar constam no apêndice B. O gráfico da Figura 28 representa as cargas relativas máximas atingidas durante o ensaio de ruptura à compressão centrada, em relação à carga relativa média.

Figura 28 – Carga relativa máxima de compressão resistida pelos pilares



Fonte: Produção da autora.

4.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE ASPECTOS CONSTRUTIVOS DOS PILARES

Como as condições para fabricação dos pilares deste trabalho foram similares às adotadas na prática de execução de estruturas convencionais, é provável que alguns dos aspectos observados durante a pesquisa e apresentados a seguir, também ocorram nas obras.

4.5.1 Posicionamento da armadura

Apesar dos cuidados de montagem e verificação dimensional adotados para que o posicionamento da armadura tivesse em conformidade com o projeto, foi constatada variação de espaçamentos entre estribos e de cobrimento da armadura, ocorridos durante a etapa de concretagem.

A partir do incidente de rotação da armadura do pilar PR-3, durante a primeira concretagem, foram colocados espaçadores plásticos extras, num total de doze unidades por pilar, distribuídos simetricamente em três camadas de quatro espaçadores presos no mesmo estribo. O lançamento e vibração das primeiras camadas receberam cuidado redobrado para evitar a tendência de movimentação da armadura devido à pressão do concreto na base dos pilares, especialmente os que receberam armadura com emenda de topo, a qual oferecia menor rigidez e apresentava maior tendência a girar no interior da forma.

Alguns espaçadores se desprenderam da armadura durante as operações de lançamento e vibração do concreto, o que comprometeu o cobrimento da armadura em alguns pilares. Também se detectou a ocorrência de perda de espaçadores da base inferior de alguns pilares, região que ficou sem cobrimento, sendo que o cobrimento superior ficou maior do que o previsto (pilares P2.2-1 e P2.3-1).

Com o rompimento dos pilares, puderam ser observados alguns casos em que os espaçamentos entre os estribos ficaram alterados, se comparados com a inspeção de controle dimensional feita na armadura antes da concretagem, em que o espaçamento máximo entre estribos era de 12cm. O que leva à conclusão de que

durante o lançamento e vibração do concreto houve uma movimentação da armadura devido à pressão exercida pelo concreto ou pelo contato com o vibrador (pilares PR-1; P1.1-1 P2.1-1; P.3-2; PR-3).

Vários pilares apresentaram flambagem da armadura longitudinal em locais onde o espaçamento entre estribos ultrapassou os 12cm previstos em projeto.

Nenhum pilar teve sua ruptura localizada na região de emenda por traspasse, nem mesmo os que apresentaram emenda de topo, caracterizando boa rigidez nessa região. Conforme ilustra a Figura 29, houve um caso de ruptura localizada imediatamente abaixo da emenda, no pilar P1.2-3, caracterizando efeito de ponta, onde foi observado que o espaçamento entre os estribos do local estava maior do que o de projeto, especificado em 4cm a partir da ponta da barra. Possivelmente a alteração de espaçamento dos estribos durante a concretagem promoveu a diminuição da capacidade resistente dos pilares, por aumentar o vão entre estribos e facilitar a flambagem da armadura longitudinal, além de tornar ineficiente a contenção dos esforços devido o efeito de ponta das barras.

Figura 29 – Efeito de ponta na ruptura do pilar P1.2-3.



Fonte: Produção da autora.

Na Figura 30 observa-se que a flambagem da barra longitudinal do pilar P3.1-3 ocorreu no espaçamento entre estribos abaixo da emenda de topo, que aparece circundada em vermelho. Os pilares que receberam emenda de topo, tiveram suas barras unidas apenas pela amarração nos estribos com arame recozido. Portanto, o esforço de compressão foi transferido de uma barra para outra mesmo sem traspasse.

É provável que a transferência de esforços entre as barras tenha ocorrido tanto de maneira direta, pelo contato entre as barras, como também pelo efeito de ponta, por meio da solidarização do concreto com os estribos concentrados nessa região, que foram capazes de absorver os esforços transversais aí ocasionados. Tal ocorrência reforça as observações feitas por Cairns (1976) em emendas comprimidas por traspasse apenas com efeito de ponta, cuja distribuição das tensões transversais de tração no concreto ocorreu quase que exclusivamente na ponta das barras.

Figura 30 – Flambagem da armadura abaixo da emenda de topo no pilar P3.1-3.



Fonte: Produção da autora.

4.5.2 Adensamento mecânico

Durante a concretagem, a visibilidade das primeiras camadas de concreto no interior da forma era muito deficiente, o que dificultou a atividade de vibração, pois o operador não teve condições de controlar a entrada da agulha do vibrador, o que também pode ter contribuído para a perda de espaçadores. O operador do vibrador também não teve condições de observar o aspecto da superfície do concreto para avaliar o tempo de vibração nas primeiras camadas, conforme recomenda o ACI 309R-05 (ACI, 2005), mesmo os pilares tendo apenas 170cm de altura.

O controle da profundidade de penetração da agulha do vibrador nas primeiras camadas só foi possível pelas marcações das alturas das camadas previamente feitas no mangote do vibrador. Do total de sete camadas de concreto, só a partir da quarta camada a visibilidade melhorava.

4.5.3 Exsudação do concreto

A última camada de concreto de todos os pilares foi nivelada com desempenadeira, e logo nos primeiros minutos observou-se a formação de uma camada de argamassa brilhante seguida da diminuição do nível do concreto, mais acentuada no centro do pilar. Atribui-se tal fato à acomodação do volume do concreto, já observado por Andriolo (1984), que recomenda a interrupção temporária da concretagem no topo de pilares e paredes e a revibração do concreto antes da retomada da concretagem dos elementos superiores, para evitar o aparecimento de fissuras nessa região pela acomodação do concreto ainda em estado plástico.

Durante e principalmente após a concretagem dos pilares, observou-se a saída de água na parte inferior das formas, que foi atribuído à exsudação do concreto, mesmo com a calafetação das frestas das formas. Acredita-se que a vibração e revibração das camadas, além da pressão exercida pela coluna de concreto acima da base do pilar, tenham contribuído para essa ocorrência, que embora tenha sido observada em todos os pilares, a maioria deles apresentou bom aspecto superficial do concreto em sua base.

No decorrer das concretagens, também foram observados alguns pontos de vazamentos de argamassa na base das formas, provavelmente devido à sua deformação pelo uso. Utilizaram-se papéis molhados extras para calafetar as frestas e assim que ocorria a desforma do pilar já se fazia manutenção na forma. Tal ocorrência causou imperfeições na superfície do concreto da base desses pilares.

4.5.4 Verticalidade das peças

Imperfeições geométricas nos pilares foram constatadas mesmo com um controle rigoroso na montagem e concretagem dos mesmos, devido especialmente ao fato da sua produção ter sido feita na posição vertical, tendo sido observada uma deformação na parte inferior das formas ao longo da utilização das mesmas. Ainda que os pilares tenham sido considerados carregados axialmente, provavelmente surgiram momentos devido a um eixo longitudinal curvo ou a uma atuação excêntrica da resultante da carga aplicada no ensaio ou ainda a uma situação de vinculação dos apoios não prevista, o que acarretou cargas de ruptura inferiores à carga prevista.

Constata-se que, na prática, surgem sempre excentricidades inevitáveis, que devem ser consideradas mesmo para o dimensionamento de pilares à compressão centrada, além disso, deve-se levar em conta que o concreto sofre com a deformação lenta, aumentando ainda mais a excentricidade da carga ao longo do tempo, conforme relata Rüsç (1981).

4.6 ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS

No presente trabalho, a análise estatística dos resultados dos ensaios de ruptura à compressão dos pilares foi feita pela técnica de planejamento fatorial, feita a partir do software Statistica, versão 10, e é apresentada a seguir.

4.6.1 Modelo estatístico

Na análise estatística dos resultados experimentais, consideraram-se dois fatores a serem analisados: posição e comprimento de traspasse das emendas da armadura longitudinal dos pilares. Cada fator variou em três níveis diferentes, sendo o fator de posição de emenda avaliado na base do pilar (10cm), a um terço da sua altura (57cm) e à meia altura do pilar (85cm). Já o fator do comprimento de traspasse da emenda foi avaliado com o comprimento mínimo (34cm) prescrito pela norma NBR 6118 (ABNT, 2007), metade deste comprimento (17cm) e emenda de topo (0cm). A variável resposta foi a carga relativa de ruptura dos pilares.

O planejamento fatorial foi feito com todas as combinações possíveis entre os dois fatores, a três níveis cada, com duas repetições completas e mais uma parcial, totalizando 21 dados experimentais. Montgomery (2005) chama os experimentos com dois fatores controláveis a três níveis de planejamento fatorial 3^2 , como é o caso da presente pesquisa, e descreve os resultados dos experimentos pelo modelo estatístico linear apresentado a seguir.

$$Y_{ijk} = \mu + \tau_i + \beta_j + (\tau\beta)_{ij} + \epsilon_{ijk} \quad (4.4)$$

onde,

$i = 1$ a 3 ;

$j = 1$ a 3 ;

k = número de réplicas;

μ = média geral;

τ_i = efeito dos níveis do fator comprimento de traspasse;

β_j = efeito dos níveis do fator posição da emenda;

$(\tau\beta)_{ij}$ = efeito da interação entre os dois fatores;

ϵ_{ijk} = componente do erro aleatório, associado aos fatores de ruído.

Supõe-se que a distribuição dos erros ou resíduos seja normal.

$$\epsilon_{\epsilon_{ijk}} \rightarrow N_{(0,\sigma)} \quad (4.5)$$

onde,

$\epsilon_{\epsilon_{ijk}}$ = erros;

$N_{(0,\sigma)}$ = distribuição normal com média zero e desvio-padrão σ .

4.6.2 Teste de hipóteses

A hipótese adotada é de que a posição e o comprimento de traspasse das emendas de armadura longitudinal e a combinação desses dois fatores não interferem na capacidade resistente dos pilares curtos, sujeitos à compressão centrada.

As hipóteses específicas a serem testadas no planejamento fatorial são:

Para o primeiro fator : $H_0: \tau_i = 0$ (não há efeito do comprimento de traspasse)

$$H_1: \tau_i \neq 0 \text{ para algum } i$$

Para o segundo fator: $H_0: \beta_i = 0$ (não há efeito da posição da emenda)

$$H_1: \beta_i \neq 0 \text{ para algum } j$$

Para a interação dos fatores: $H_0: \tau\beta_{ij} = 0$ (não há efeito da interação)

$$H_1: \tau\beta_{ij} \neq 0 \text{ para algum } ij$$

Utilizou-se a metodologia estatística de análise de variância (ANOVA), que avalia a significância dos diversos fatores e suas interações, segundo Ribeiro e Caten (2011). Portanto, a ANOVA analisa a importância que cada fator tem nos resultados e quais as combinações entre os fatores exercem maior influência. Na Tabela 26 são apresentadas as somas quadráticas utilizadas para realizar a ANOVA e determinar a significância dos fatores comprimento de traspasse e posição da emenda, além de sua interação nos resultados dos experimentos.

$$SQ_A = \sum_{i=1}^a \frac{y_{i.}^2}{bn} - \frac{y_{...}^2}{abn} \quad (4.6)$$

$$SQ_B = \sum_{j=1}^b \frac{y_{.j}^2}{an} - \frac{y_{...}^2}{abn} \quad (4.7)$$

$$SQ_{AB} = \sum_{i=1}^a \sum_{j=1}^b \frac{y_{ij.}^2}{n} - \frac{y_{...}^2}{abn} - SQ_A - SQ_B \quad (4.8)$$

$$SQ_E = \sum_{i=1}^a \sum_{j=1}^b \sum_{k=1}^n y_{ijk}^2 - \sum_{i=1}^a \sum_{j=1}^b \frac{y_{ij.}^2}{n} \quad (4.9)$$

$$SQ_T = \sum_{i=1}^a \sum_{j=1}^b \sum_{k=1}^n y_{ijk}^2 - \frac{y_{...}^2}{abn} \quad (4.10)$$

$$\text{Verificação: } SQ_T = SQ_E + SQ_{AB} + SQ_A + SQ_B \quad (4.11)$$

Tabela 26 – Planilha de cálculo para análise de variância (ANOVA).

Fator de variação	Soma quadrática	Graus de liberdade	Média quadrática	F ₀
A	SQ_A	$a - 1$	$MQ_A = \frac{SQ_A}{a - 1}$	$\frac{MQ_A}{MQ_E}$
B	SQ_B	$b - 1$	$MQ_B = \frac{SQ_B}{b - 1}$	$\frac{MQ_B}{MQ_E}$
Interação (A x B)	SQ_{AB}	$(a - 1) * (b - 1)$	$MQ_{AB} = \frac{SQ_{AB}}{(a - 1) * (b - 1)}$	$\frac{MQ_{AB}}{MQ_E}$
Erro	SQ_E	$ab * (n - 1)$	$MQ_E = \frac{SQ_E}{ab * (n - 1)}$	
Total	SQ_T	$abn - 1$		

Nota: 1) Fator "A" refere-se ao comprimento de traspasse e "a" ao seu respectivo número de níveis.

2) Fator "B" refere-se à posição da emenda e "b" ao seu respectivo número de níveis.

2) n: número de réplicas.

Fonte: Produção da autora.

O valor esperado para MQ_E é igual ao valor da variância σ^2 .

Se um fator ou interação não for significativo, o valor esperado da média quadrática do fator é igual ao valor esperado de MQ_E . Se um fator ou interação for significativo,

o valor esperado da média quadrática do fator será maior que o valor esperado da MQ_E .

Calcula-se o teste $F_{calculado}$ para comparar as variâncias.

$$F_{calculado} = \frac{\text{variância entre grupos}}{\text{variância dentro do grupo}} = \frac{MQ_{AB}}{MQ_E} \quad (4.12)$$

O limite de decisão é estabelecido usando os valores tabelados da distribuição F , ou seja:

$$F_{tabelado} = F_{\alpha, k-1, N-k} \quad (4.13)$$

onde:

α : nível de significância (adotado 0,05)

$k - 1$: graus de liberdade do numerador (MQG)

$N - k$: graus de liberdade do denominador (MQ_E)

Sendo α o nível de significância (considerado $\alpha = 0,05$ ou 5%), que é um valor aceitável de se cometer o erro do tipo 1, isto é, rejeitar H_0 sendo que a hipótese é verdadeira. O intervalo de confiança na decisão é $(1 - \alpha)$.

Compara-se $F_{calculado}$ com $F_{tabelado}$, se o valor calculado for maior que o valor tabelado (ou valor-p $< 0,05$), descarta-se a hipótese H_0 , ou seja, o efeito em estudo é significativo na variável resposta.

4.6.3 Análise dos resultados

O lançamento dos dados para análise foi feito no programa Statistica, que gerou uma matriz de planejamento fatorial, apresentada na Tabela 27.

Tabela 27 – Matriz de planejamento fatorial gerada no programa Statistica.

Repetição	Comprimento de traspasse - e (cm)	Posição da emenda (cm)	Carga relativa $V_{máx}$
1	34	10	0,767
1	34	57	0,761
1	34	85	0,969
1	17	10	0,903
1	17	57	0,583
1	17	85	0,900
1	0	10	0,969
1	0	57	0,929
1	0	85	0,920
2	34	10	0,967
2	34	57	0,877
2	34	85	0,939
2	17	10	0,913
2	17	57	0,902
2	17	85	0,936
2	0	10	0,704
2	0	57	0,923
2	0	85	1,063
3	34	85	0,601
3	17	85	0,791
3	0	85	0,816

Fonte: Produção da autora.

Na Tabela 28 é apresentada a análise de variância (ANOVA) dos resultados obtidos para validação da hipótese adotada, onde o programa Statistica juntou o efeito dos termos lineares (L) e termos quadráticos (Q). Pelos resultados da ANOVA, verifica-se que nenhum dos fatores e nem mesmo a interação entre eles foram

estatisticamente significativos para os resultados obtidos, pois os valores de $F_{calculado}$ foram menores do que $F_{tabelado}$ que vale 3,8853 para cada um dos fatores e vale 3,2592 para a interação entre eles, conforme consta em Calado e Montgomery (2003). Os valores-p obtidos para cada fator e para a interação entre eles foram maiores do que o nível de significância adotado de 0,05, que também indica a irrelevância dos fatores analisados, não se podendo descartar nenhuma das hipóteses H_0 adotadas. Através dessa análise, conclui-se que os fatores comprimento de traspasse, posição de emenda e a interação entre eles não interferiram significativamente na capacidade de carga dos pilares ensaiados.

Tabela 28 – ANOVA das variáveis e da interação entre elas.

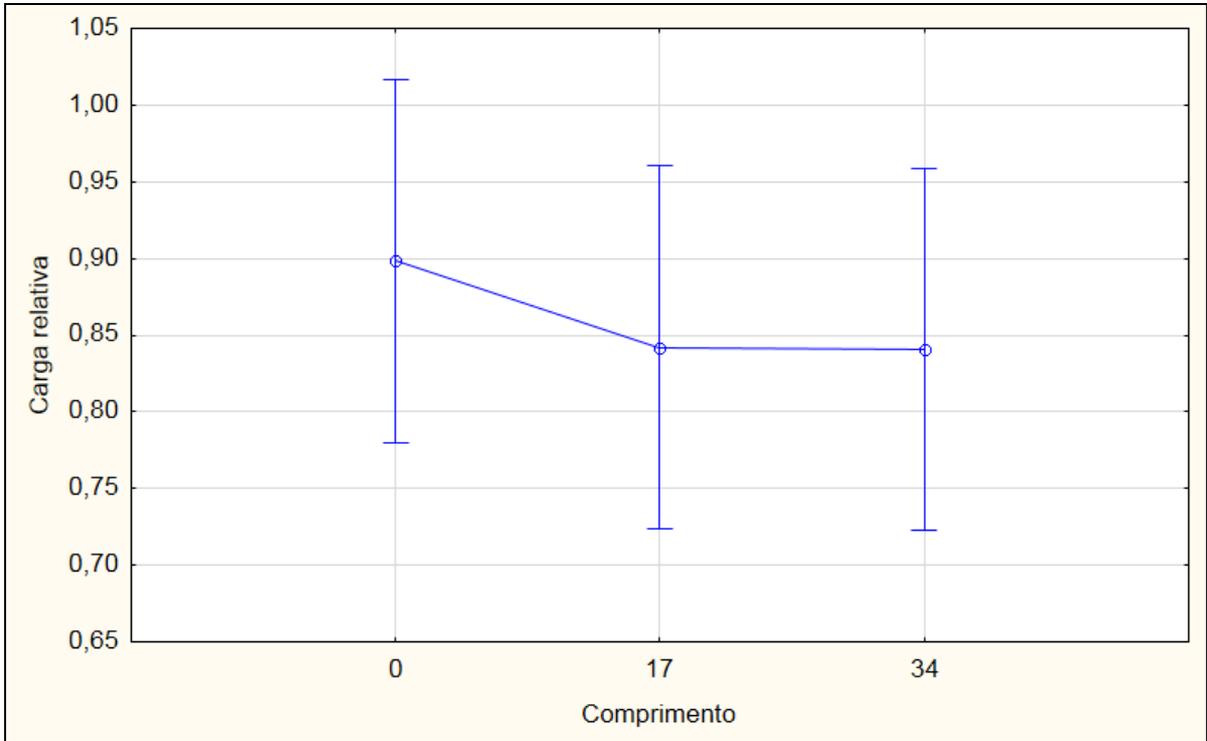
Fatores	Soma quadrática	Graus de liberdade	Média quadrada	Teste F	Valor p
Comprimento (cm)	0,027389	2	0,013694	0,689157	0,52
Posição (cm)	0,031753	2	0,015877	0,798982	0,472329
Interação entre comprimento e posição	0,036350	4	0,009087	0,457319	0,765649
Erro	0,238453	12	0,019671	-	-
Total de desvio	0,302056	20	-	-	-

Fonte: Produção da autora.

Não foi feita análise de regressão múltipla, uma vez que nenhuma das variáveis teve efeito significativo sobre os resultados.

O gráfico da Figura 31 relaciona a média dos resultados obtidos para cada um dos três níveis considerados para o fator comprimento de traspasse, apesar de não ter ocorrido diferenças significativas. Observa-se que a amplitude dos resultados é proporcional para os três níveis considerados e praticamente não houve alteração dos resultados para comprimentos de traspasse de 17cm e 34cm.

Figura 31 – ANOVA do efeito do comprimento de traspasse sobre a carga relativa.

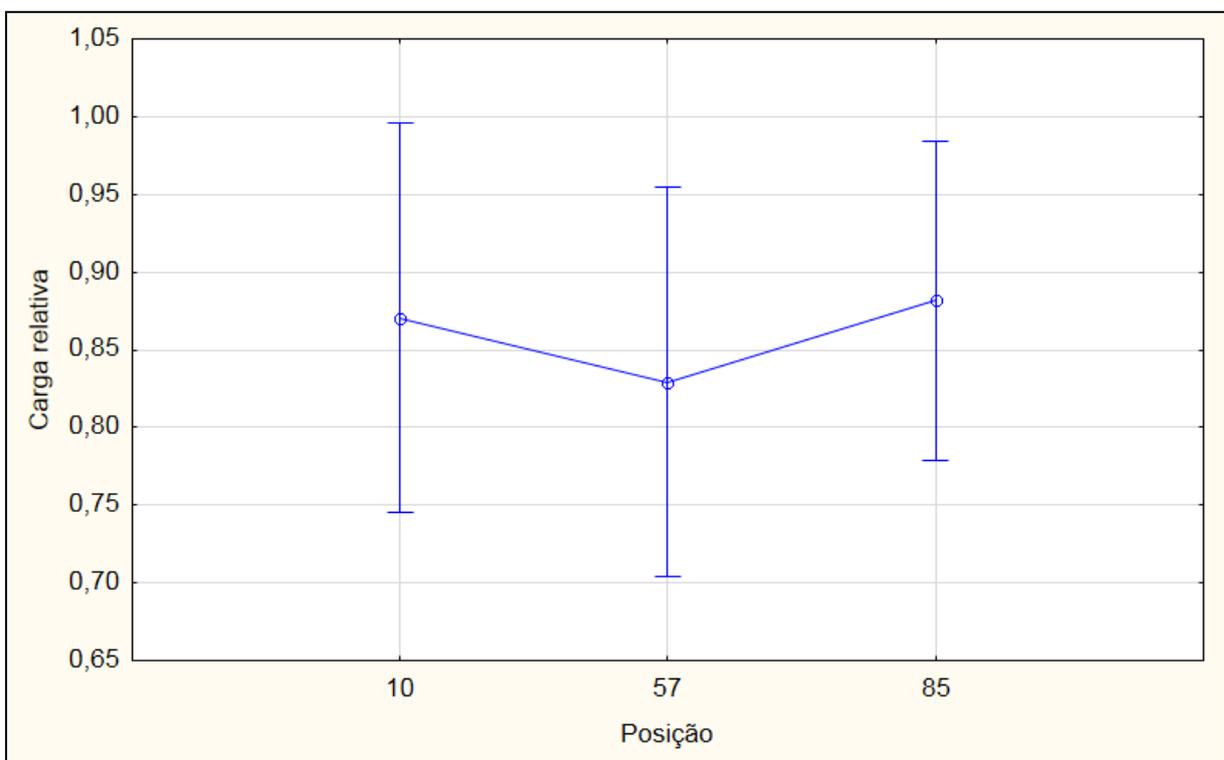


Fonte: Produção da autora.

Pelo gráfico da Figura 31 é possível observar que a carga relativa é maior nos casos de emenda de topo. Este comportamento pode estar associado à transferência de esforços feita de maneira direta pelo contato entre as extremidades das barras emendadas e também à alta concentração de estribos nesta região, promovendo a solidarização com o concreto na absorção os esforços transversais aí concentrados devido ao efeito de ponta das barras da emenda.

O gráfico da Figura 32 relaciona a média dos resultados obtidos para cada nível do fator posição da emenda. Também se observa que a amplitude dos resultados é proporcional para os três níveis considerados, embora seja ligeiramente menor para a emenda a 85cm de altura. Houve pequena alteração dos resultados para posição da emenda a 10cm e 85cm.

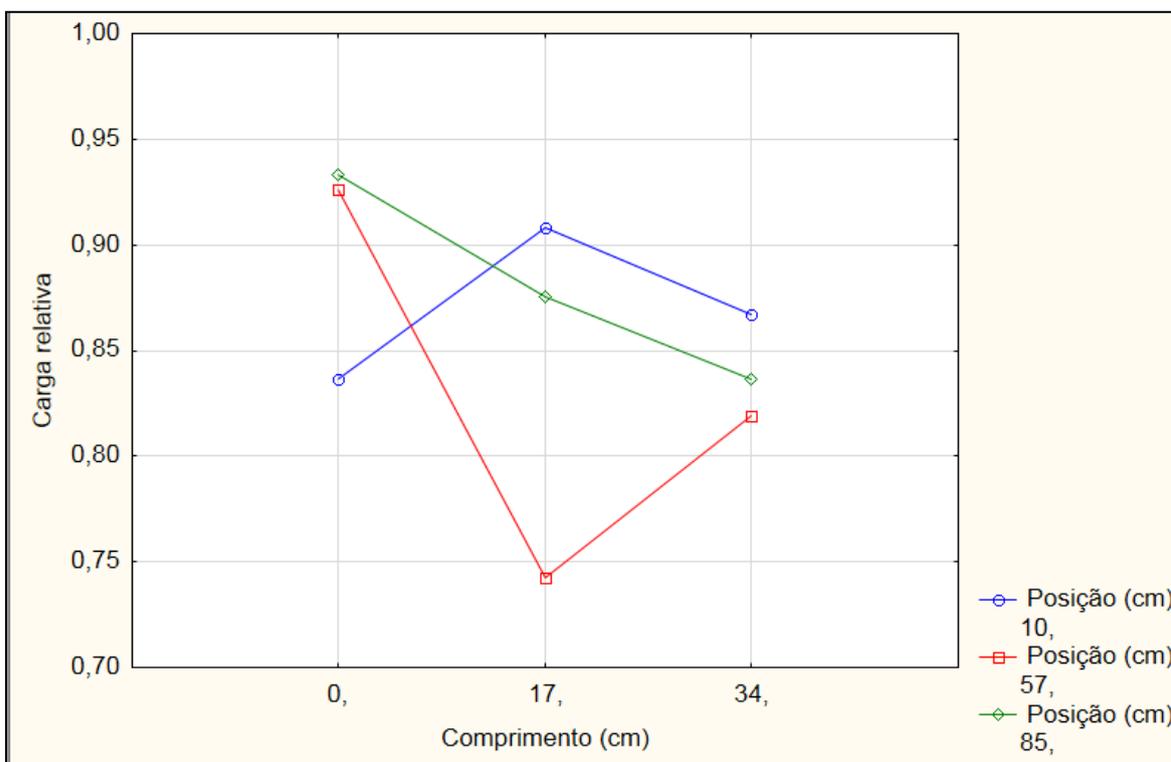
Figura 32 – ANOVA do efeito da posição da emenda sobre a carga relativa.



Fonte: Produção da autora.

O gráfico apresentado na Figura 33 relaciona a média dos resultados obtidos para cada nível dos fatores comprimento de traspasse e posição da emenda, analisando a interação entre eles. Para comprimento de traspasse entre 17cm e 34cm as linhas não se cruzaram, indicando que a interação entre os fatores comprimento de traspasse e posição de emenda nessa região é praticamente inexistente.

Verifica-se que para emendas de armadura feitas fora da base do pilar, nas alturas de 57cm e 85cm, as emendas de topo tiveram os maiores resultados de capacidade de carga, o que não foi observado nos casos de emendas feitas na base do pilar, que tiveram melhores resultados adotando traspasse das barras. As emendas por traspasse de 34cm apresentaram menor variação de resultados de capacidade de carga do que os outros comprimentos de traspasse. O pilar P2.2-1, que teve carga relativa de 0,583, a menor entre todos os pilares ensaiados, contribuiu para que o valor de comprimento de traspasse de 17cm na posição de 57cm de altura tivesse a queda mais acentuada apresentada no gráfico.

Figura 33 – Efeito da interação entre comprimento e posição da emenda sobre a carga relativa.

Fonte: Produção da autora

Verifica-se que as emendas feitas na base de pilar apresentaram menor variação de resultados do que as demais posições, podendo estar relacionada à uma vinculação mais rígida com o prato de compressão da prensa de ensaio e ao fato de uma melhor compactação do concreto nessa região. Verificando-se a tendência de resposta no gráfico, os melhores resultados tendem para emendas feitas a 85cm de altura de pilar e com emenda de topo.

De acordo com a análise dos resultados obtidos, os diferentes níveis dos fatores comprimento de traspasse e posição da emenda, mesmo a interação entre eles, não tiveram diferença estatisticamente significativa sobre a carga relativa de ruptura dos pilares ensaiados.

5 CONCLUSÕES

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As conclusões a seguir apresentadas referentes à influência dos diferentes comprimentos de traspasse, das diferentes posições da emenda da armadura longitudinal e da interação entre esses dois fatores na capacidade de carga dos pilares, restringem-se aos 31 pilares ensaiados na pesquisa. Como os procedimentos de fabricação das amostras de pilares foram próximos às condições de execução de pilares em obras, as conclusões sobre aspectos construtivos, apresentadas a seguir, podem ser estendidas a situações reais.

O sistema de ensaio adotado no presente trabalho mostrou-se adequado durante todas as fases de carregamento até a ruína, podendo ser utilizado em experimentos posteriores, tomando-se os devidos cuidados aqui apresentados. O sistema de aplicação de carga da prensa hidráulica mostrou-se eficiente, especialmente quanto ao controle da força aplicada e pela simplicidade atribuída aos ensaios.

5.2 INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DE TRASPASSE, DA POSIÇÃO DA EMENDA E DA INTERAÇÃO ENTRE ELES NA CAPACIDADE DE CARGA

Através da análise de variância dos resultados obtidos nos ensaios de ruptura de pilares, realizada através do software Statistica, verifica-se que nenhum dos diferentes níveis dos fatores, posição da emenda e comprimento de traspasse, nem mesmo a interação entre eles, foram estatisticamente significativos na capacidade resistente dos pilares.

As emendas de topo posicionadas próximas à região central dos pilares tiveram os maiores resultados de capacidade de carga, o que não foi observado nos casos de emendas feitas na base do pilar, que tiveram melhores resultados adotando traspasse das barras. As emendas por traspasse com o comprimento prescrito pela

norma NBR 6118 (ABNT, 2007) apresentaram menor variação de resultados do que os outros comprimentos de traspasse.

Depois da ruptura do P3.1-3, observou-se que a flambagem de suas barras longitudinais ocorreu no espaçamento entre estribos logo abaixo da emenda de topo, portanto o esforço de compressão foi transferido de uma barra para outra mesmo sem traspasse. Os pilares que receberam emenda de topo, tiveram suas barras unidas apenas pela amarração nos estribos com arame recozido. É provável que a transferência de esforços entre as barras tenha ocorrido tanto de maneira direta, pelo contato entre as extremidades das barras, como também pelo efeito de ponta, por meio da solidarização do concreto com os estribos concentrados nessa região, que foram capazes de absorver os esforços transversais aí ocasionados. Tal ocorrência reforça as observações feitas por Cairns (1976) em emendas comprimidas por traspasse apenas com efeito de ponta, cuja distribuição das tensões transversais de tração no concreto ocorreu quase que exclusivamente na ponta das barras.

5.3 PROCESSO CONSTRUTIVO

Avaliando qualitativamente a trabalhabilidade das condições de concretagem dos pilares, as armaduras com emendas por traspasse das barras, em seus diferentes níveis de comprimento de traspasse e posição da emenda, apresentaram a mesma facilidade de procedimentos de lançamento e adensamento mecânico do concreto, se comparadas com as situações de armadura com barras contínuas, consideradas como referência. A maior dificuldade de concretagem de pilares foi encontrada nas armaduras com emendas de topo, em seus diferentes níveis de posição de emenda, pois apresentaram menor rigidez no arranjo de barras, além de serem as mais trabalhosas e demoradas para serem montadas.

O lançamento e vibração do concreto das primeiras camadas tiveram que receber cuidado redobrado para evitar a tendência de movimentação da armadura, mesmo nos casos de barras contínuas, devido à pressão do concreto na base dos pilares, especialmente os que receberam armadura com emenda de topo, a qual oferecia

menor rigidez e apresentava maior tendência a girar no interior da forma. Após a concretagem das primeiras camadas do pilar, a armadura se tornava estável dentro da forma e a trabalhabilidade da concretagem melhorava.

As diferentes posições da emenda da armadura com traspasse não interferiu nas condições de concretagem dos pilares. Já nos casos de emenda de topo, as condições de lançamento e vibração das camadas de concreto melhoravam após a concretagem da emenda, pois a armadura se tornava mais estável dentro da forma.

Alguns espaçadores se desprenderam da armadura durante as operações de lançamento e vibração do concreto, o que comprometeu o cobrimento da armadura em alguns pilares. Houve a ocorrência de perda de espaçadores plásticos da base inferior de alguns pilares, região que ficou sem cobrimento, sendo que o cobrimento superior ficou maior do que o previsto.

Durante a concretagem, a visibilidade das primeiras camadas de concreto dentro da forma era muito deficiente, o que dificultou a atividade de vibração, pois o operador não teve condições de controlar a entrada da agulha do vibrador, o que também pode ter contribuído para a perda de espaçadores e deslocamento de estribos. O operador do vibrador também não teve condições de observar o aspecto da superfície do concreto para avaliar o tempo de vibração nas primeiras camadas, como recomenda o ACI 309R-05 (ACI, 2005), mesmo o pilar tendo apenas 170cm de altura.

Observou-se que alguns pilares tiveram o posicionamento dos estribos alterados devido a esforços ocorridos durante a concretagem e provavelmente tiveram sua capacidade de carga reduzida, já que o espaçamento entre os estribos ficou maior, contribuindo para a flambagem da armadura longitudinal.

Imperfeições geométricas nos pilares foram constatadas mesmo com um controle rigoroso na montagem e concretagem dos mesmos, devido especialmente ao fato da sua produção ter sido feita na posição vertical, acarretando maior deformação na parte inferior das formas de madeira ao longo da sua utilização. Mesmo os pilares tendo sido carregados axialmente, provavelmente surgiram momentos devido a uma curvatura indesejável no eixo longitudinal ou a uma atuação excêntrica da resultante

da carga aplicada no ensaio ou ainda a uma situação de vinculação dos apoios não prevista, o que acarretou variabilidade nas cargas de ruptura dos pilares.

Constata-se que, na prática, surgem sempre excentricidades inevitáveis, que devem ser consideradas mesmo para o dimensionamento de pilares à compressão centrada, além disso, deve-se levar em conta que o concreto sofre com a deformação lenta, aumentando ainda mais a excentricidade da carga ao longo do tempo, conforme relata Rüşh (1981).

5.4 PARÂMETROS DE CONTROLE DO CONCRETO PRODUZIDO

Como parâmetro de controle do concreto produzido na pesquisa foi avaliada sua consistência em estado fresco, pelo ensaio de abatimento do tronco de cone, conforme NBR NM 67 (ABNT, 1998). Já o seu comportamento mecânico em estado endurecido foi avaliado através dos seguintes ensaios: de resistência à compressão em corpos de prova cilíndricos, de resistência à tração na flexão em corpos de prova prismáticos, de resistência à tração por compressão diametral em corpos de prova cilíndricos e de módulo de elasticidade à compressão, conforme as normas NBR 5739 (ABNT, 2007), NBR 12142 (ABNT, 2010), NBR 7222 (ABNT, 2011) e NBR 8522 (ABNT, 2008), respectivamente.

De acordo com os resultados obtidos nos ensaios realizados, considera-se que as propriedades requeridas para o concreto da pesquisa, tanto para o estado fresco como para o endurecido, foram satisfatoriamente atendidas.

Os ensaios de resistência à compressão do concreto realizados em corpos de prova cilíndricos receberam conceito "excelente", de acordo com os parâmetros para avaliação estatística de desempenho da norma NBR 5739 (ABNT, 2007).

Como parâmetro para avaliar a uniformidade do concreto utilizado na produção dos pilares, foram feitos ensaios para avaliação da dureza superficial do concreto pelo esclerômetro de reflexão, conforme a norma NBR 7584 (ABNT, 2012), que apresentaram resultados satisfatórios quanto à uniformidade do concreto dos pilares, mas tiveram uma estimativa média de resistência à compressão do concreto

de 24,2MPa, cerca de 20% menor do que a resistência média à compressão de 30,5MPa, obtida nos ensaios de corpos de prova cilíndricos.

O controle tecnológico dos materiais componentes do concreto usado na pesquisa foi realizado conforme a norma NBR 12654 (ABNT, 1992) e tiveram resultados satisfatórios, atendendo aos requisitos propostos.

5.5 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A possibilidade de diminuição do comprimento de traspasse em emendas de barras longitudinais localizadas em pontos de tensões reduzidas em pilares de concreto deve ainda ser alvo de estudos futuros. Espera-se que a experiência do estudo aqui relatado contribua para despertar o interesse e desenvolver novas pesquisas nessa área. São apresentadas a seguir algumas recomendações e ajustes a serem implementados no sistema de ensaio:

- a) utilizar a mesma vinculação de apoio nas duas extremidades do pilar, para proporcionar uma maior uniformidade de ruptura entre os pilares;
- b) instrumentar os pilares para medir deslocamentos relativos entre o concreto e a armadura na região dos traspasses, assim como avaliar as tensões normais e de aderência ao longo da emenda e nas extremidades das barras;
- c) realizar ensaios com taxas maiores de armadura, variando-se o diâmetro das barras;
- d) aplicar carregamento excêntrico para estudar os efeitos de emendas por traspasse sob efeito de esforços de flexo-compressão reta e oblíqua;
- e) usar estribos soldados para evitar problemas com o seu espaçamento;
- f) realizar ensaios com concreto autoadensável, assim como concretar os pilares na posição horizontal, para melhorar a homogeneidade do concreto, de modo que o par de barras emendadas tenham um concreto de mesmo aspecto no entorno das nervuras, ao longo de toda altura do pilar.

Quanto ao aspecto construtivo de pilares, sugere-se o estudo da influência de diferentes condições de adensamento na qualidade do concreto de diferentes consistências, em várias alturas do pilar.

REFERÊNCIAS

ACI COMMITTEE 408. Bond stress – the state of the art. **ACI Journal, Proceedings**, v.63, n.11, p.1161-1190, nov. 1966.

ANDRADE, T., SILVA, A.J.D.C.E. Patologia das estruturas. In: ISAIA, G.C., **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. v. 2, p. 964. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2005.

ANDRIOLO, F.R. **Construções de concreto**: manual de práticas para controle e execução. São Paulo: Pini, 1984.

ARAÚJO, J.M.D. **Cálculo de pilares de concreto armado**. Rio Grande/RS: Fundação Universidade do Rio Grande (FURG), 1988.

BASTOS, P.S.D.S. **Pilares de concreto armado**: notas de aula. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista (UNESP). Bauru/SP, 2005.

BUFFONI, S.S.O. **Estudo da flambagem de armaduras longitudinais em pilares de concreto armado**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2004.

CAIRNS, J.W. **The strength of lapped joints in reinforced concrete columns**. 1976. PhD thesis – University of Glasgow. UK, 1976.

CALADO, V., MONTGOMERY, D.C. **Planejamento de experimentos usando o *Statística***. Rio de Janeiro: E-Papers, 2003.

CARVALHO, R.C., PINHEIRO, L.M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. v.2. São Paulo: Pini, 2010.

CHAMBERLIN, S.J. Spacing of spliced bars in beams. **Journal of the American Concrete Institute**. v.29. n.8. Feb. p.689-697. 1958.

CHAN, Y.W., CHEN, Y.G., LIU, Y.S. Effect of consolidation on bond of reinforcement concrete of different workabilities. **ACI Materials Journal**, v.100, n.4, jul/ago, 2003.

CHINN, J., FERGUSON, P.M., THOMPSON, J.N. Lapped splices in reinforced concrete beams. **Journal of the American Concrete Institute**. v.27. n.2. Oct. p.201-213. 1955.

CHO, J.Y., PINCHEIRA, J.A. **Non linear modeling of RC columns with short lap splices**. 13^o World Conference on Earthquake Engineering, n.1506. Vancouver/Canada, 2004.

CHOWDHURY, S.R., ORAKCAL, K. An analytical model for reinforced concrete columns with lap splices. **Engineering Structures**, n.43. p.180-193. 2012.

_____. Analytical modeling of columns with inadequate lap splices. **ACI Structural Journal**, v.110. n.5. sept/oct, p.735-744. 2013.

CHUN, S.C., LEE, S.H., OH, B. Compression lap splice in unconfined concrete of 40 and 60 MPa (5800 and 8700 psi) compressive strengths. **ACI Structural Journal**, v.107. n.2. mar/apr, p.170-178. 2010a.

_____. Compression splices in confined concrete of 40 and 60 MPa (5800 and 8700 psi) compressive strengths. **ACI Structural Journal**, v.107. n.4. july/aug, p.476-485. 2010b.

_____. Compression splices in high-strength concrete of 100 MPa (14,500 psi) and less. **ACI Structural Journal**, v.108. n.6. nov/dec, p.715-724. 2011.

_____. Simplified design equation of lap splice length in compression. **International journal of concrete structures and materials**, v.4. n.1. june. p.63-68. 2010c.

EVANGELISTA, A.C.J. **Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos**. 2002. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2002.

FONTES, F.F., PINHEIRO, L.M., BITTENCOURT, T. Conceitos de análise estrutural. In: ISAIA, G.C. **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. v. 1, p. 109-141. São Paulo: IBRACON, 2005.

FUSCO, P.B. **Estruturas de concreto: solicitações normais, estados limites últimos, teoria e aplicações**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.

_____. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1995.

FU, X., CHUNG, D.D.L. Improving the bond strength between steel rebar and concrete by increasing the water/cement ratio. **Cement and Concrete Research**, v.27, n.12, p. 1805-1809, 1997.

GIL, A.C. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 4.ed. São Paulo: Atlas, 2009.

GUIMARÃES, A.E.P., GIONGO, J.S. Análise de pilares de concreto de alta resistência com adição de fibras metálicas submetidos à compressão centrada. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**. n. 21, p. 167-197. Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, 2003.

HAMAD, B.S., MANSOUR, M.Y. Bond strength of noncontact tension lap splices. **ACI Structural Journal**, v.93. n.3. may/jun. p.316-326. 1996.

JUDGE, R.C.B. **Lapped joints in reinforced concrete**. 1987. Durham theses – Durham University. UK,1987.

JUDGE, R.C.B., SCOTT, R.H., GILL, P.A.T. Force transfer in compression lap joints in reinforced concrete. **Magazine of concrete research**. v.41, n. 146, p. 27-31, 1989.

LEONHARDT, F., MÖNNIG, E. **Construções de concreto**: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 1982. v.1.

LIMA, F.B.D., GIONGO, J.S., TAKEYA, T. Análise experimental de pilares de concreto de alto desempenho. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**. n. 21, p. 1-26. Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, 2003.

LINTZ, F.H. **Influência do comprimento de traspasse e confinamento de emendas em vigas de concreto de alta resistência**. 2003. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP. Campinas/SP, 2003.

MELEK, M., WALLACE, J.W. **Performance of columns with short lap splices**. 13^o World Conference on Earthquake Engineering, n.1034. Vancouver/Canada, 2004.

MELO, C.E.L.D. **Análise experimental e numérica de pilares birrotulados de concreto armado submetidos a flexo-compressão normal**. 2009. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília/DF, 2009.

MEDEIROS, M.H.F., BALBINOT, G.B., HELENE, P. Inspeção em prédios no Rio de Janeiro: corrosão em pilares. **Concreto & Construção**: revista do IBRACON, São Paulo, v. 57, p. 58-66, 2010.

MEDEIROS, M.H.F., KNUUTILA, M., PEREIRA, E., HELENE, P. Inspection of buildings in Rio de Janeiro-Brazil: proving the greater tendency of corrosion at the base of reinforced concrete columns using potential corrosion technique. **American journal of Engineering Research (AJER)**. v.2, n. 4, p. 102-112, 2013.

MONTGOMERY, D.C. **Design and analysis of experiments**. 6. ed. Danvers: John Wiley & Sons, 2005.

MONTGOMERY, D.C., RUNGER, G.C. **Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros**. 2. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2008.

MONTOYA, P.J., MESEGUER, A.G., CABRE, F.M. **Hormigón armado**. 10. ed. v.1. Barcelona: Gustavo Gili, 1979.

OLIVEIRA, W.E.D. **Estudo experimental da influência do cobrimento na interação aço-concreto em elementos sujeitos à compressão**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2008.

PACHECO, R.F.R. **Análise do módulo de elasticidade e resistência à compressão de concretos produzidos em centrais na Grande Vitória. Experimentos e Estatística**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória, 2006.

PAIVA, N.M.B. **Pilares de concreto de alta resistência com seção transversal retangular solicitados à compressão simples**. 1994. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP. Campinas/SP, 1994.

PAULAY, T. Deterministic seismic design procedures for reinforced concrete buildings. **Engineering Structures**, v.5. jan. p.79-86. 1983.

PINHEIRO, L.M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos, SP, 2007. (Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos).

QUEIROGA, M.V.M., GIONGO, J.S. Análise experimental de pilares de concreto de alto desempenho submetidos à compressão simples. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**. n. 21, p. 107-130. Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, 2003.

QUINTANA, C.B. **Influência da armadura transversal e do cobrimento da armadura longitudinal na resistência de pilares de concreto**. 2005. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2005.

QUINTANA, C.B., GUIMARÃES, G.B, SHEHATA, L.D. Comportamento de emenda por traspasse de barras comprimidas em contato e separadas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**. v. 1, n.3, p. 261-284. 2008.

RAMOS, R.F., GIONGO, J.S. Pilares de concreto armado sob ação centrada com resistência do concreto de 25MPa. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**. v.7, n. 27, p. 59-92. Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, 2005.

RIBEIRO, J.L.D., CATEN, C.S.T. **Projeto de experimentos**. Porto Alegre, RS, 2011. (Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Série monográfica qualidade).

RIPPER, E. **Como evitar erros na construção**. São Paulo: Pini, 1996.

ROSSI, N. **Resistência de aderência concreto-aço: efeito da resistência à compressão do concreto e do comprimento de aderência**. 2002. Dissertação (Mestrado em Estruturas), UNICAMP. Campinas/SP, 2002.

RÜSCH, H. **Concreto armado e protendido**. Rio de Janeiro: Campus, 1981.

SANTOS, A.G.D.N. **Estudo de ancoragem em barras de pilares de concreto armado**. Projeto de graduação em Engenharia Civil – Centro Tecnológico - Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória, 2011.

SANTOS, L.M.D. **Cálculo de concreto armado segundo a NB-1/78 e o CEB.** v.2. São Paulo: LMS, 1981.

SCADELAI, M.A. **Dimensionamento de pilares de acordo com a NBR 6118:2003.** 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos/SP, 2004.

STAT SOFT, Inc. **Statistica:** data analysis software system. Versão 10, 2011.

SÜSSEKIND, J.C. **Curso de concreto.** v.2. Porto Alegre: Globo, 1984.

VANDERLEI, R.D., GIONGO, J.S. Análise experimental de pilares de concreto armado de alta resistência sob flexo compressão reta. **Cadernos de Engenharia de Estruturas.** n. 21, p. 81-105. Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, 2003.

VENTURINI, W.S., RODRIGUES, R.O. **Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta.** Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos/SP, 1987.

REFERÊNCIAS NORMATIVAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Bond and development of straight reinforcing bars in tension – ACI 408R-03**. Farmington Hills, MI, 2003.

_____. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-11) and commentary**. Farmington Hills, MI, 2011.

_____. **Guide for consolidation of concrete – ACI 309R-05**. Farmington Hills, MI, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto – procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2003. Emenda 1:2008.

_____. **NBR 5739**: Concreto – ensaios de compressão de corpo-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 7211**: Agregados para concreto - especificação. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR 7218**: Agregados – determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 7222**: Concreto e argamassa – determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - especificação. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 7584**: Concreto endurecido – avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.

_____. **NBR 7809:** Agregado graúdo – determinação do índice de forma pelo método do paquímetro – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006 versão corrigida 2008.

_____. **NBR 8522:** Concreto – determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

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

_____. **NBR 12654:** Controle tecnológico de materiais componentes do concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 1992, versão corrigida 2000.

_____. **NBR 12655:** Concreto de cimento Portland – preparo, controle e recebimento - procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR 14931:** Execução de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR ISO 6892-1:** Materiais metálicos – ensaio de tração – parte 1: método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR NM 46:** Agregados – determinação do material fino que passa através da peneira 75 um, por lavagem. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR NM 49:** Agregado miúdo – determinação de impurezas orgânicas. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR NM 51:** Agregado graúdo – ensaio de abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR NM 52:** Agregado miúdo – determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

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

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

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

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **Eurocode 2**: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, CEN, 2004.

APÊNDICE A

Na Tabela 29 são apresentados os resultados individuais dos ensaios de resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos realizados para ajuste e comprovação de traço.

Tabela 29 – Resistência à compressão no concreto para ajuste e comprovação de traço.

NBR 5739 (ABNT, 2007)							
Traço	Idade (dias)	Adensamento	Corpo de prova			Resistência individual à compressão - fci (MPa)	Resistência média à compressão fcm (MPa)
			Nº	D (mm)	h (mm)		
T1	7	Mec	1	99,75	196,6	31,0	31,21
			2	99,75	195	30,5	
			3	99,85	188,8	31,1	
			4	99,55	186	32,3	
	28	Mec	5	100	195	45,5	44,25
			6	99,1	194,5	43,8	
			7	99,25	194	43,7	
			8	99,75	197	44,0	
T2	7	Mec	1	100,05	194	19,9	20,01
			2	99,7	195,1	20,0	
			3	99,75	195,3	20,1	
			4	99,75	195	20,1	
		Man	5	100	196	22,0	22,34
			6	99,75	195	22,6	
	28	Mec	7	100,05	195	31,5	29,51
			8	100	198	29,3	
			9	99,65	197	29,9	
			10	100,1	196	27,3	
		Man	11	99,75	196	33,5	33,87
			12	100,25	194	34,2	
T3	7	Mec	1	99,75	193,5	15,9	15,99
			2	100	197	16,0	
			3	99,95	195	16,1	
			4	99,9	194	15,9	
	28	Mec	5	99,75	189	24,6	23,83
			6	100	191	24,5	
			7	99,75	190	23,4	
			8	99,9	191	22,8	

Nas Tabelas 30 a 37 são apresentados os resultados individuais dos ensaios de resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos, realizados em várias idades, nos exemplares da concretagem dos pilares.

Tabela 30 – Resistência à compressão nos exemplares de T4 e T5.

NBR 5739 (ABNT, 2007)							
Traço	Idade (dias)	Adensamento	Corpo de prova			Resistência individual à compressão - fci (MPa)	Resistência do exemplar - fc (MPa)
			Nº	D (mm)	h (mm)		
T4	3	Man	1	99,5	193	14,1	14,62
			2	99,5	195	14,5	
		Mec	3	99,9	194,8	14,9	
			4	99,85	195	14,9	
	7	Man	5	99,75	196	22,9	23,42
			6	99,95	196	22,4	
		Mec	7	99,3	195	24,5	
			8	100	196,5	23,8	
	28	Man	9	99,55	196	31,1	30,88
			10	99,75	195	30,6	
			11	99,9	197	30,4	
			12	99,75	197	30,2	
		Mec	13	100	197	31,6	
			14	99,4	197	32,3	
			15	99,85	197	30,4	
			16	99,75	197	30,5	
T5	3	Man	1	99,55	196	13,9	14,33
			2	99,6	197,5	14,4	
		Mec	3	99,65	197	14,4	
			4	99,75	197,5	14,7	
	7	Man	5	99,9	195	23,1	22,11
			6	100,05	197	22,9	
		Mec	7	99,6	197	20,9	
			8	99,65	196,8	21,5	
	28	Man	9	99,55	195,6	29,5	28,66
			10	100,05	196,5	29,9	
			11	100,45	197,2	29,7	
		Mec	12	99,75	194,8	27,4	
			13	99,85	197,2	28,5	
			14	100,25	194,4	27,0	

Tabela 31 – Resistência à compressão nos exemplares de T6 e T7.

NBR 5739 (ABNT, 2007)							
Traço	Idade (dias)	Adensamento	Corpo de prova			Resistência individual à compressão - fci (MPa)	Resistência do exemplar - fc (MPa)
			Nº	D (mm)	h (mm)		
T6	3	Man	1	100,1	197	14,6	14,97
			2	99,5	196	14,0	
		Mec	3	99,6	195	15,9	
			4	99,85	197	15,3	
	7	Man	5	99,9	193	22,2	22,78
			6	99,55	194	22,5	
		Mec	7	99,9	193,5	23,7	
			8	99,6	195	22,7	
	28	Man	9	99,9	197,2	31,1	32,54
			10	99,2	196,8	32,7	
			11	99,65	197,8	31,5	
			12	99,65	196	31,8	
		Mec	13	99,65	197,2	33,0	
			14	99,25	196,5	32,4	
			15	99,55	196,3	34,7	
			16	99,95	196,2	33,0	
T7	3	Man	1	99,65	192	15,0	14,83
			2	100	192	14,4	
		Mec	3	99,75	191	14,4	
			4	99,5	192,5	15,5	
	7	Man	5	100	195	23,2	22,94
			6	99,65	196	23,1	
		Mec	7	99,9	197	23,5	
			8	100	197	22,0	
	28	Man	9	100,15	195,4	32,0	32,16
			10	99,95	197,5	32,8	
			11	100,15	198,7	32,2	
			12	100,3	197	32,0	
		Mec	13	100	197,2	33,4	
			14	99,95	196,9	32,1	
			15	100,2	197,2	30,8	
			16	100,15	196,3	32,0	

Tabela 32 – Resistência à compressão nos exemplares de T8 e T9.

NBR 5739 (ABNT, 2007)							
Traço	Idade (dias)	Adensamento	Corpo de prova			Resistência individual à compressão - fci (MPa)	Resistência do exemplar - fc (MPa)
			Nº	D (mm)	h (mm)		
T8	3	Man	1	100	195	13,8	14,40
			2	99,75	194	14,6	
		Mec	3	99,9	195	14,3	
			4	99,75	197	15,0	
	7	Man	5	99,75	195	23,2	22,61
			6	100	194	21,9	
		Mec	7	99,9	195	22,6	
			8	100	195	22,8	
	28	Man	9	100,5	194,6	30,9	30,38
			10	99,9	195,7	30,5	
			11	100,8	194,5	29,8	
			12	99,8	193,4	30,9	
		Mec	13	100,15	197,4	29,3	
			14	100,35	196,4	31,2	
			15	100,3	196,1	29,5	
			16	100	197,8	30,9	
T9	3	Man	1	99,8	194	13,9	13,73
			2	100,35	185,5	13,9	
		Mec	3	100	191	13,7	
			4	99,75	191	13,5	
	7	Man	5	99,75	197	22,3	21,42
			6	99,85	195	21,3	
		Mec	7	99,9	197	20,8	
			8	99,6	195	21,3	
	28	Man	9	99,95	196,8	31,5	31,02
			10	100,05	197	32,6	
			11	99,9	198,7	30,9	
			12	99,8	197	31,8	
		Mec	13	99,75	196	29,8	
			14	99,85	197,9	30,0	
			15	100	195,2	30,7	
			16	100,05	196,2	30,9	

Tabela 33 – Resistência à compressão nos exemplares de T10 e T11.

NBR 5739 (ABNT, 2007)							
Traço	Idade (dias)	Adensamento	Corpo de prova			Resistência individual à compressão - f_{ci} (MPa)	Resistência do exemplar - f_c (MPa)
			Nº	D (mm)	h (mm)		
T10	3	Man	1	99,85	192	12,8	12,86
			2	99,65	192	12,7	
		Mec	3	99,5	197	13,0	
			4	99,45	194	12,9	
	7	Man	5	99,65	195	21,7	21,35
			6	100	190	21,3	
		Mec	7	99,45	196	21,0	
			8	100	195,8	21,4	
	28	Man	9	100	196	31,6	31,67
			10	100,55	197	31,5	
			11	100,1	196,2	31,8	
			12	100,2	196,6	32,5	
		Mec	13	99,6	296,2	30,4	
			14	100,3	194,1	32,0	
			15	99,85	197,6	32,1	
			16	100,15	195,5	31,6	
T11	3	Man	1	99,85	196	13,9	13,70
			2	99,9	195	13,4	
		Mec	3	99,7	195,5	14,2	
			4	99,95	194,8	13,3	
	28	Man	5	99,9	196,3	32,3	31,90
			6	99,7	196,7	31,8	
			7	99,95	195,9	31,7	
			8	99,75	199	32,0	
			9	100	196,5	31,7	
			10	100,05	197,8	30,9	
		Mec	11	99,75	197	32,6	
			12	100	194,4	31,8	
			13	100	195,7	30,6	
			14	99,9	198,1	32,3	
			15	99,65	196,3	32,7	
			16	99,8	197,3	32,5	

Tabela 34 – Resistência à compressão nos exemplares de T12 e T13.

NBR 5739 (ABNT, 2007)							
Traço	Idade (dias)	Adensamento	Corpo de prova			Resistência individual à compressão - fci (MPa)	Resistência do exemplar - fc (MPa)
			Nº	D (mm)	h (mm)		
T12	3	Man	1	100,2	196,1	13,9	14,42
			2	100,25	194,5	14,1	
		Mec	3	100,05	194,4	14,9	
			4	100	196,2	14,8	
	7	Man	5	100,1	194,6	23,1	22,52
			6	99,95	197,5	22,6	
		Mec	7	99,95	196,3	22,2	
			8	100,7	196,3	22,2	
	28	Man	9	100,35	196,1	31,0	30,31
			10	100,05	197,6	30,0	
			11	100,45	191,1	30,9	
			12	100,5	196,7	31,5	
		Mec	13	100,3	197,1	29,6	
			14	100,55	197,2	29,6	
			15	100,5	195,4	29,6	
			16	100,1	194,3	30,2	
T13	4	Man	1	100,35	197,6	16,8	16,79
			2	100,15	199,1	17,3	
		Mec	3	100,5	197,8	16,6	
			4	100,3	199,3	16,5	
	7	Man	5	99,75	197,7	22,8	21,72
			6	100,05	198,3	21,6	
		Mec	7	99,8	197,5	21,2	
			8	100	197,5	21,3	
	28	Man	9	100,25	196,8	31,4	29,59
			10	99,55	196,9	31,6	
			11	100,4	197,2	30,9	
			12	100,15	194	31,4	
		Mec	13	100,35	197,6	29,5	
			14	100,1	192,3	28,9	
			15	100,05	196,5	29,1	
			16	99,85	200,1	28,2	
			17	100,1	197	28,6	
			18	100,05	198,9	29,6	
			19	100,25	197,4	28,8	
			20	100,05	197,3	27,6	
			21	100	196,6	29,0	

Tabela 35 – Resistência à compressão nos exemplares de T14 e T15.

NBR 5739 (ABNT, 2007)							
Traço	Idade (dias)	Adensamento	Corpo de prova			Resistência individual à compressão - fci (MPa)	Resistência do exemplar - fc (MPa)
			Nº	D (mm)	h (mm)		
T14	3	Man	1	99,7	195,1	13,6	13,62
			2	99,9	194	13,7	
		Mec	3	100	194,2	13,5	
			4	100	194,7	13,8	
	7	Man	5	100,75	197,4	21,4	21,87
			6	100,75	196,3	22,1	
		Mec	7	100,3	196,5	21,6	
			8	100,25	196,9	22,3	
	28	Man	9	100,3	195,6	32,1	31,32
			10	100,25	196,3	31,0	
			11	100,35	195,8	31,6	
			12	100,15	195,3	31,4	
		Mec	13	100,4	196,6	29,9	
			14	100,3	195,8	31,8	
			15	100,6	192	31,2	
			16	100,1	195,4	31,4	
			17	99,7	196,5	32,3	
			18	100	197,2	30,9	
			19	99,9	196,7	32,8	
			20	99,85	197	30,0	
			21	100,1	194,9	31,6	
			22	100,05	197,8	30,4	
T15	3	Man	1	99,1	198,9	15,2	14,63
			2	99,6	195,6	14,6	
		Mec	3	99,95	197	14,4	
			4	100,25	197,4	14,3	
	7	Man	5	100,05	195,7	22,6	22,07
			6	100,05	197,5	22,4	
		Mec	7	100,05	196	22,0	
			8	100	198,2	21,3	
	28	Man	9	100,7	196,5	31,0	30,66
			10	100,65	196,8	32,2	
			11	100,35	196,8	31,0	
			12	100,2	196,9	31,7	
		Mec	13	100,1	198,9	28,6	
			14	99,95	197,5	29,3	
			15	100,4	196,8	31,3	
			16	100,45	196,9	30,9	
			17	99,9	195,5	30,6	
			18	100,4	197,9	29,9	

Tabela 36 – Resistência à compressão nos exemplares de T16 e T17.

NBR 5739 (ABNT, 2007)							
Traço	Idade (dias)	Adensamento	Corpo de prova			Resistência individual à compressão – fci (MPa)	Resistência do exemplar - fc (MPa)
			Nº	D (mm)	h (mm)		
T16	3	Man	1	99,95	194,7	11,6	11,76
			2	99,95	195,8	11,7	
		Mec	3	99,9	196	12,1	
			4	99,95	194,1	11,6	
	7	Man	5	100,5	194,5	19,0	19,07
			6	99,95	195,3	19,0	
		Mec	7	100,75	194,6	18,3	
			8	100,2	194,6	19,9	
	28	Man	9	100,3	193,7	28,8	28,13
			10	100,05	191,8	27,9	
			11	100,2	194,3	28,6	
			12	100,35	192,2	28,3	
		Mec	13	100,05	193	27,7	
			14	100,05	193,6	28,2	
			15	99,85	197,2	28,4	
			16	100,2	192,8	27,4	
			17	100,25	196,5	27,0	
			18	99,75	195,5	28,8	
			19	100	193,7	28,6	
			20	100,25	194,8	27,9	
			21	100,15	195,6	28,6	
			22	99,8	194,8	27,7	
T17	4	Man	1	100,45	194,5	15,6	15,66
			2	99,95	195,3	15,4	
		Mec	3	100,75	194,6	15,8	
			4	100,2	194,6	15,7	
	7	Man	5	100,2	192,8	20,2	21,41
			6	100,25	196	21,0	
		Mec	7	99,95	194,8	22,4	
			8	100,35	193,1	22,0	
	28	Man	9	100,6	196	31,1	30,73
			10	99,9	198,5	31,4	
			11	100,35	197	30,7	
			12	100,75	196	31,0	
		Mec	13	100,05	194,6	31,4	
			14	100,35	198,1	29,6	
			15	100,4	198	30,7	
			16	100	197	30,7	
			17	99,9	197,5	30,9	
			18	99,8	198	30,3	
			19	100,05	194,5	30,3	

Tabela 37 – Resistência à compressão nos exemplares de T18 e T19.

NBR 5739 (ABNT, 2007)							
Traço	Idade (dias)	Adensamento	Corpo de prova			Resistência individual à compressão - fci (MPa)	Resistência do exemplar - fc (MPa)
			Nº	D (mm)	h (mm)		
T18	3	Man	1	99,75	195	12,3	11,98
			2	100,45	196,4	12,4	
		Mec	3	99,85	195	11,4	
			4	100,3	195,5	11,9	
	7	Man	5	100,15	199,1	19,9	20,33
			6	100,1	194,6	20,8	
		Mec	7	100,75	195,4	20,4	
			8	99,75	193	20,1	
	28	Man	9	100,6	197	31,5	30,09
			10	99,95	194,3	31,9	
			11	99,9	196,1	31,9	
			12	100,35	196,8	31,0	
		Mec	13	99,95	195,6	29,7	
			14	100,1	196,6	29,7	
			15	99,7	195,4	30,0	
			16	99,95	196	30,0	
			17	100,05	194,4	29,8	
			18	100,1	196,3	29,4	
	19	100,25	197,4	29,1			
	20	100,2	196,5	30,1			
	21	99,85	195,6	28,7			
	22	100,15	195	28,7			
T19	3	Man	1	99,95	198,6	11,0	10,91
			2	100,45	194,8	10,4	
		Mec	3	100,25	196,3	11,1	
			4	100,2	192,5	11,1	
	6	Man	5	100,25	196,6	17,9	17,94
			6	100,05	193,4	17,8	
		Mec	7	100,4	195,7	17,9	
			8	99,9	194,5	18,1	
	28	Man	9	99,95	196,7	28,3	28,40
			10	100,1	195,8	27,8	
			11	100	191	28,6	
			12	100,1	197,1	27,4	
		Mec	13	100,25	193	28,7	
			14	100,3	194,1	29,0	
			15	100,05	193	29,0	

APÊNDICE B

B.1 PILAR PR-1

A Figura 34 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 950kN, rompimento na região superior (a), uma das faces comprimidas (b) e a oposta apresentando fissuras de tração no concreto (c). Concreto com aspecto superficial homogêneo em sua base (d). Apresentou flambagem em uma das barras longitudinais, cujo espaçamento entre estribos era de 14,5cm (e). O arranjo da armadura era de barras contínuas (f).

Figura 34 – Aspecto do rompimento do pilar de referência PR-1.

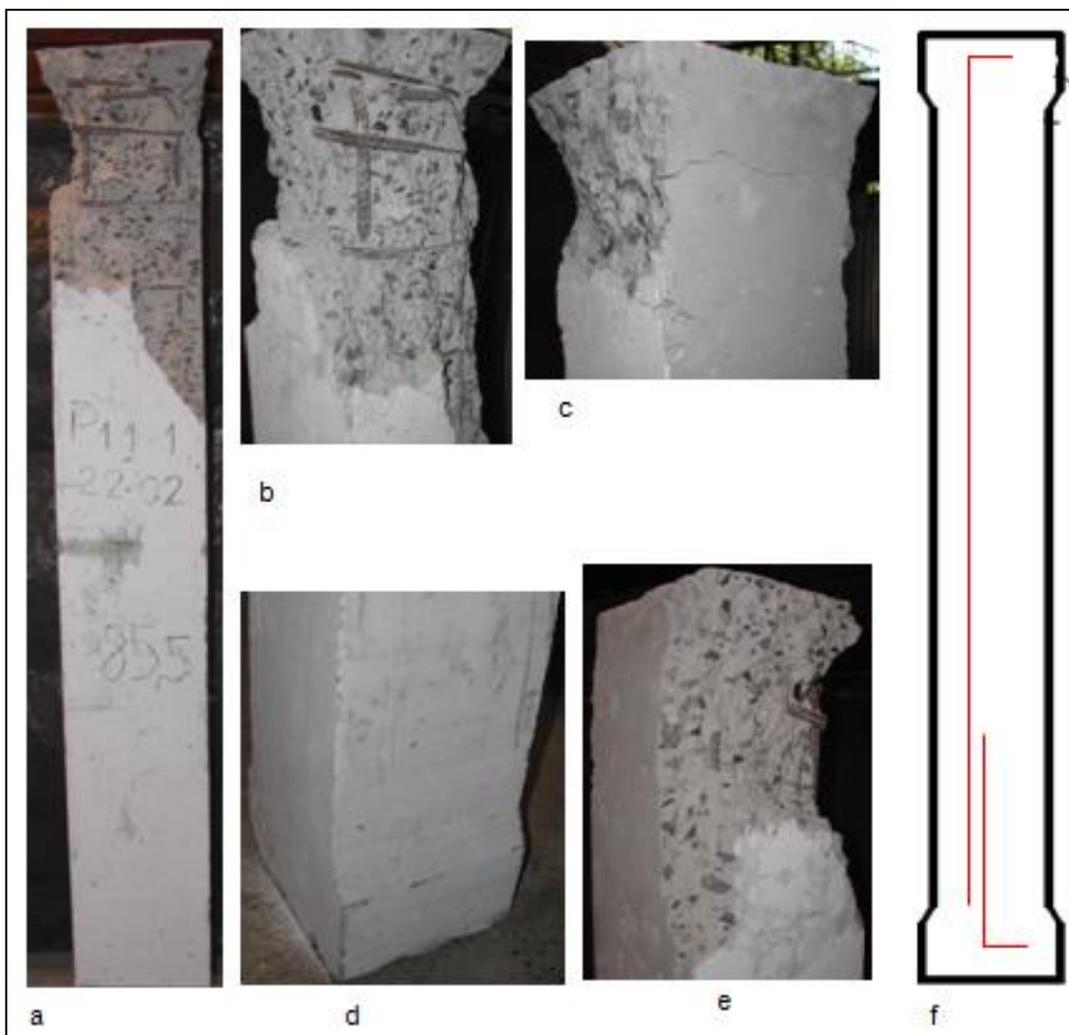


Fonte: Produção da autora.

B.2 PILAR P1.1-1

A Figura 35 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 855kN, rompimento na região superior (a), uma das faces comprimidas (b, e) e a oposta apresentando fissuras de tração no concreto (c). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar (d). Não apresentou flambagem nas barras longitudinais. O arranjo da armadura era de emenda por traspasse de 34cm, situada na base do pilar (f).

Figura 35 – Aspecto do rompimento do pilar P1.1-1.

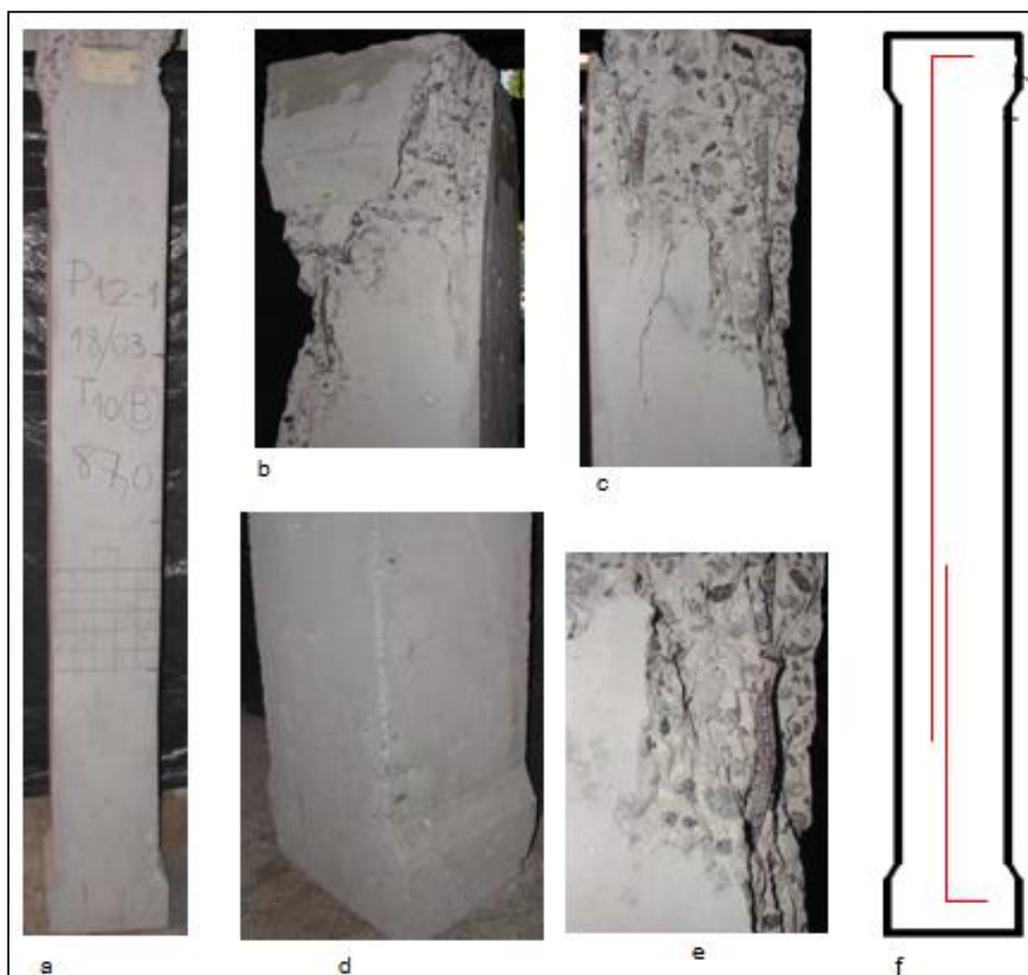


Fonte: Produção da autora.

B.3 PILAR P1.2-1

A Figura 36 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 870kN, rompimento na região superior (a), em todas as faces (b, c). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar, embora alguns pontos indicassem a ocorrência de vazamento de argamassa durante a concretagem (d). Apresentou flambagem em duas barras longitudinais, na mesma altura do pilar, com espaçamento entre estribos de 12cm. O arranjo da armadura era de emenda por traspasse de 34cm, situada no primeiro terço da altura do pilar (f).

Figura 36 – Aspecto do rompimento do pilar P1.2-1.



Fonte: Produção da autora.

B.4 PILAR P1.3-1

A Figura 37 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 1035kN, rompimento na região superior (a), em todas as faces (b, c). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar (d). Apresentou flambagem em duas barras longitudinais, na mesma altura do pilar, com espaçamento entre estribos de 11cm. O arranjo da armadura era de emenda por traspasse de 34cm, situada a meia altura do pilar (f).

Figura 37 – Aspecto do rompimento do pilar P1.3-1.

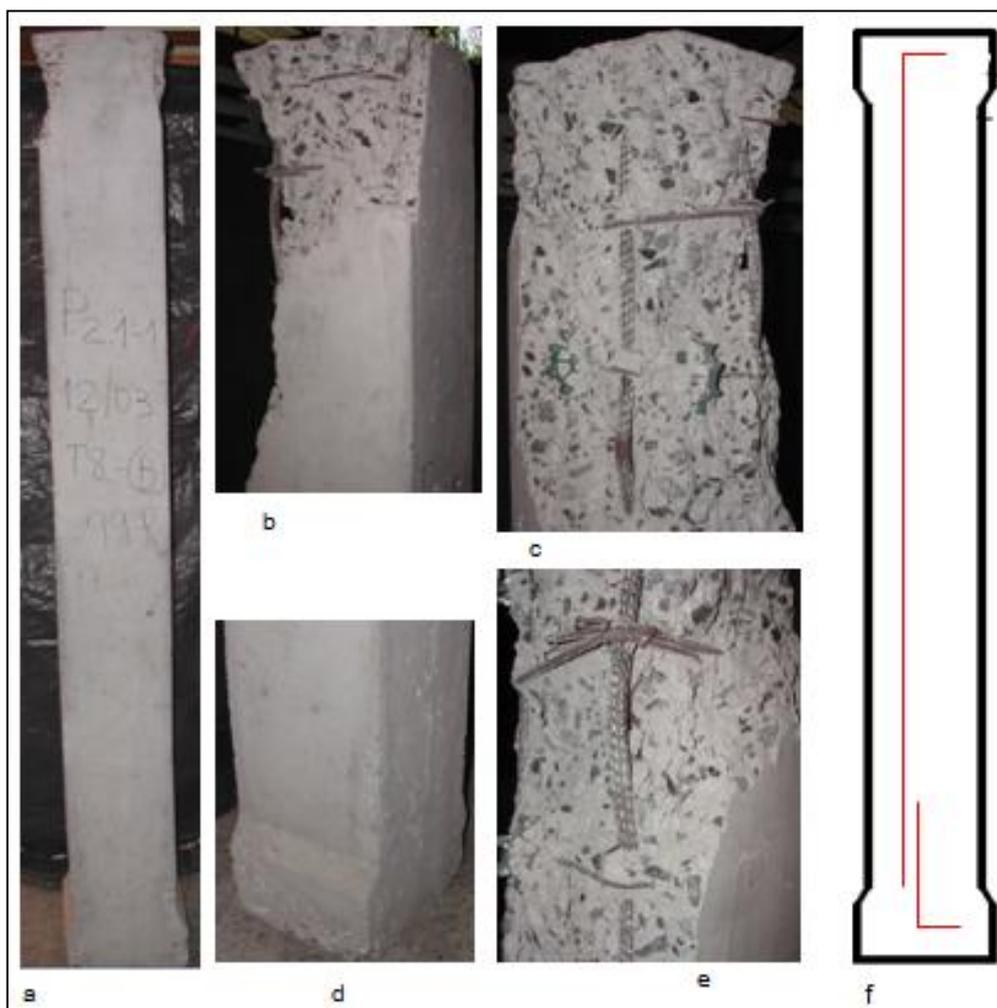


Fonte: Produção da autora.

B.5 PILAR P2.1-1

A Figura 38 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 990kN, rompimento na região superior (a), três faces comprimidas e a quarta face não apresentou fissuras de tração no concreto (b). Seu concreto apresentou um aspecto superficial pouco homogêneo na base pilar, indicando a ocorrência de vazamento de argamassa durante a concretagem (d). Apresentou flambagem em duas barras longitudinais, em alturas diferentes do pilar, com espaçamento entre estribos de 13,5cm, a mais alta, e de 11cm, a mais baixa (c, e). O arranjo da armadura era de emenda por traspasse de 17cm, situada na base do pilar (f).

Figura 38 – Aspecto do rompimento do pilar P2.1-1.

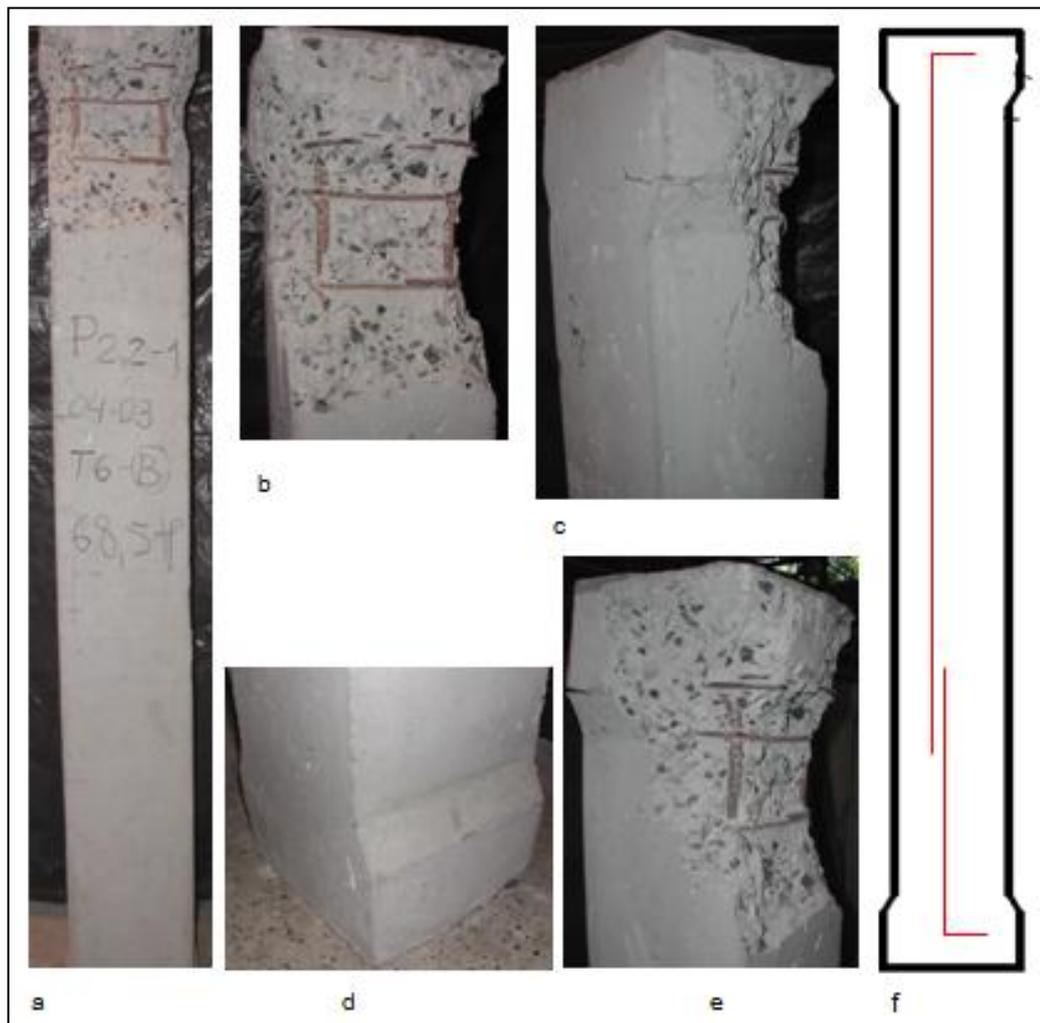


Fonte: Produção da autora.

B.6 PILAR P2.2-1

A Figura 39 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 685kN, rompimento na região superior (a), três faces comprimidas (b, e) e a quarta face apresentou fissuras de tração no concreto (c). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar (d). Não apresentou flambagem de barra longitudinal. O arranjo da armadura era de emenda por traspasse de 17cm, situada no primeiro terço da altura do pilar (f). O pilar perdeu seus espaçadores de armadura inferior durante a concretagem, resultando em um cobrimento de 9cm na armadura superior (b).

Figura 39 – Aspecto do rompimento do pilar P2.2-1.



Fonte: Produção da autora.

B.7 PILAR P2.3-1

A Figura 40 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 985kN, rompimento cônico na região superior (a), todas as faces comprimidas (b, e). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar (d). Não apresentou flambagem de barra longitudinal, embora tenha se observado a perda de aderência pelo destacamento da barra no concreto (c). O arranjo da armadura era de emenda por traspasse de 17cm, situada a meia altura do pilar (f). O pilar perdeu seus espaçadores de armadura inferior durante a concretagem, resultando em um cobrimento de 8cm na armadura superior (b).

Figura 40 – Aspecto do rompimento do pilar P2.3-1.



Fonte: Produção da autora.

B.8 PILAR P3.1-1

A Figura 41 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 1125kN, rompimento na região superior (a), todas as faces comprimidas (b, c), tendo apresentado ruptura local também na sua base (d). Seu concreto apresentou um aspecto superficial não homogêneo na base pilar (d). Apresentou flambagem de duas barras longitudinais, na mesma altura do pilar, com espaçamento entre estribos de 11,5cm (e). O arranjo da armadura era de emenda de topo, situada na base do pilar (f).

Figura 41 – Aspecto do rompimento do pilar P3.1-1.

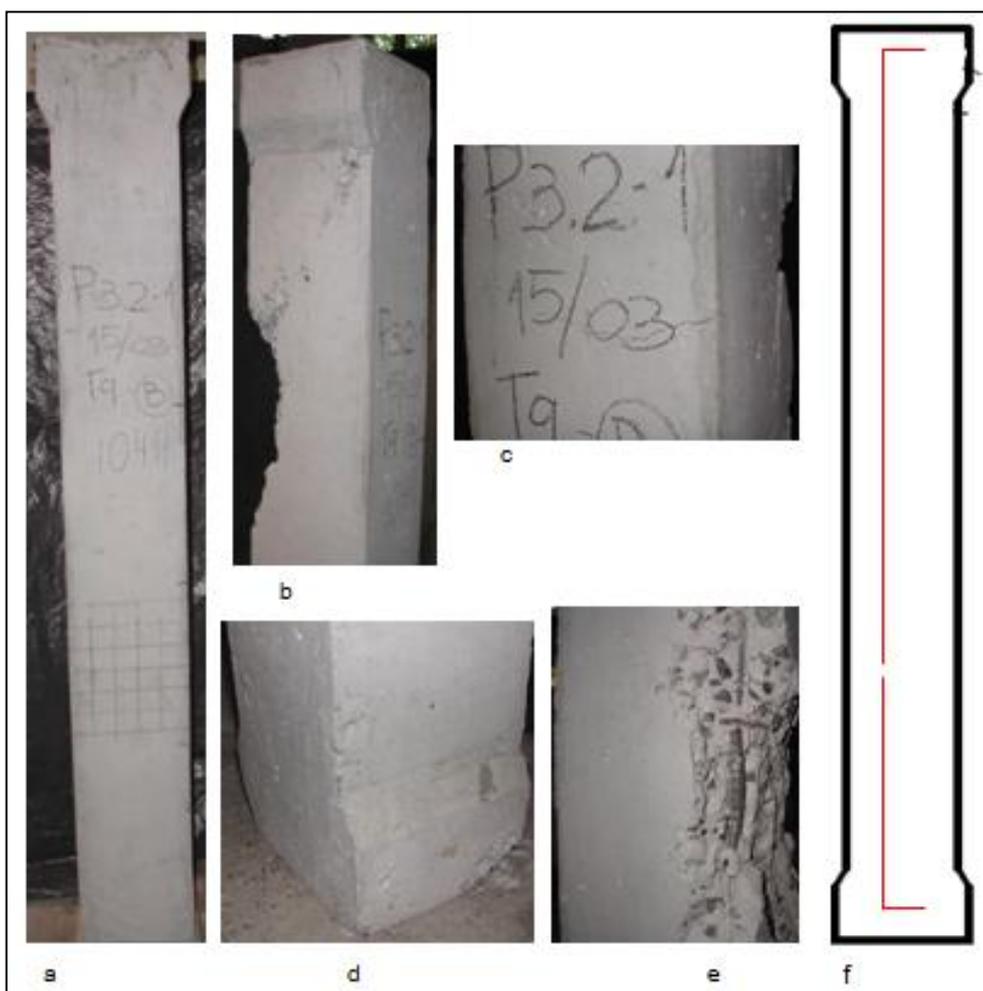


Fonte: Produção da autora.

B.9 PILAR P3.2-1

A Figura 42 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 1040kN, rompimento na região central (b), tendo apresentado fissuras por tração em uma de suas faces (c) e fissuras por compressão no topo (a). Seu concreto apresentou um aspecto superficial não homogêneo na base pilar devido a vazamento de argamassa durante a concretagem (d). Apresentou flambagem em uma das barras longitudinais, com espaçamento entre estribos de 12cm (e). O arranjo da armadura era de emenda de topo, situada no primeiro terço da altura do pilar (f).

Figura 42 – Aspecto do rompimento do pilar P3.2-1.



Fonte: Produção da autora.

B.10 PILAR P3.3-1

A Figura 43 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 1060kN, rompimento na região superior (a), em todas as faces (b, c). Seu concreto apresentou um aspecto superficial não homogêneo na base pilar devido a vazamento de argamassa durante a concretagem (d). Apresentou flambagem em duas barras longitudinais, na mesma altura do pilar, com espaçamento entre estribos de 12,5cm (e). O arranjo da armadura era de emenda de topo, situada a meia altura do pilar (f).

Figura 43 – Aspecto do rompimento do pilar P3.3-1.

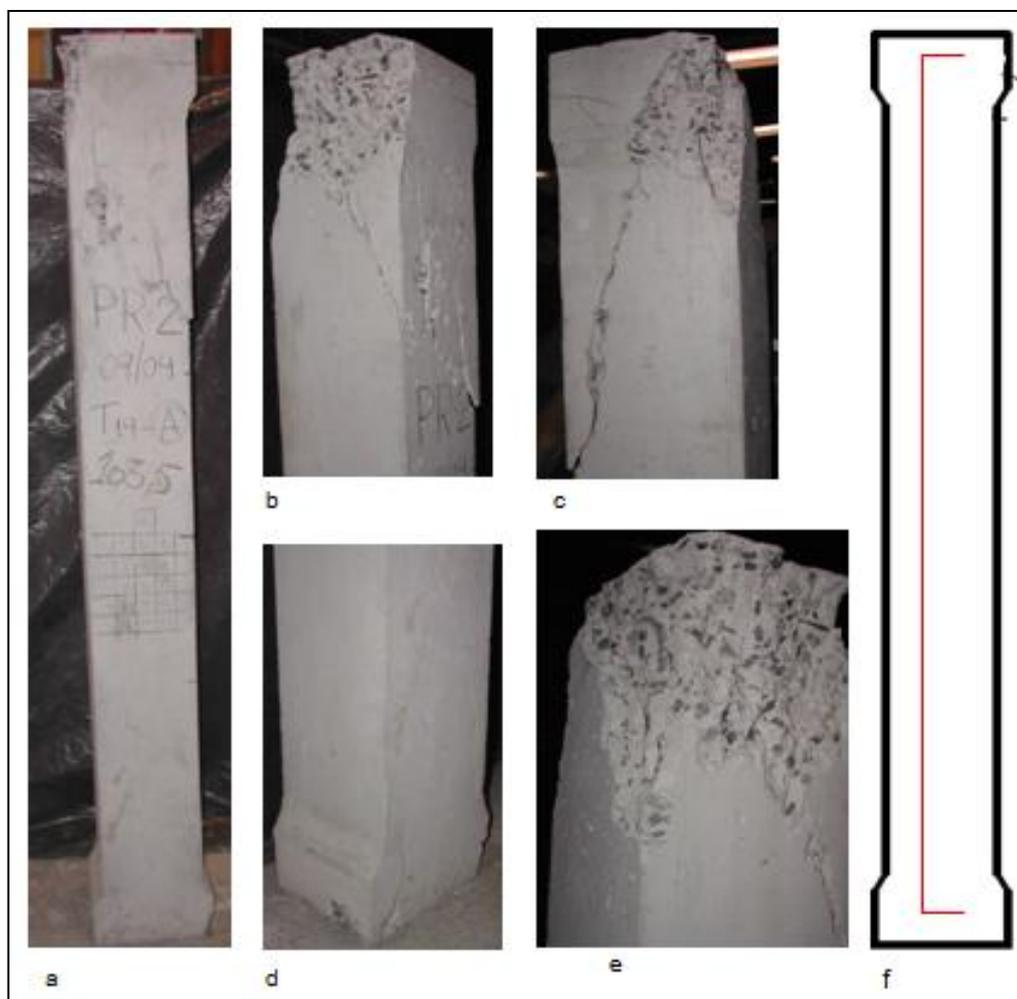


Fonte: Produção da autora.

B.11 PILAR PR-2

A Figura 44 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 1035kN, rompimento por cisalhamento na região superior (a), todas as faces comprimidas (b, c). Concreto com aspecto superficial homogêneo em sua base (d). Praticamente não houve armadura exposta, não apresentando flambagem de barras longitudinais (e). O arranjo da armadura era de barras contínuas (f).

Figura 44 – Aspecto do rompimento do pilar de referência PR-2.

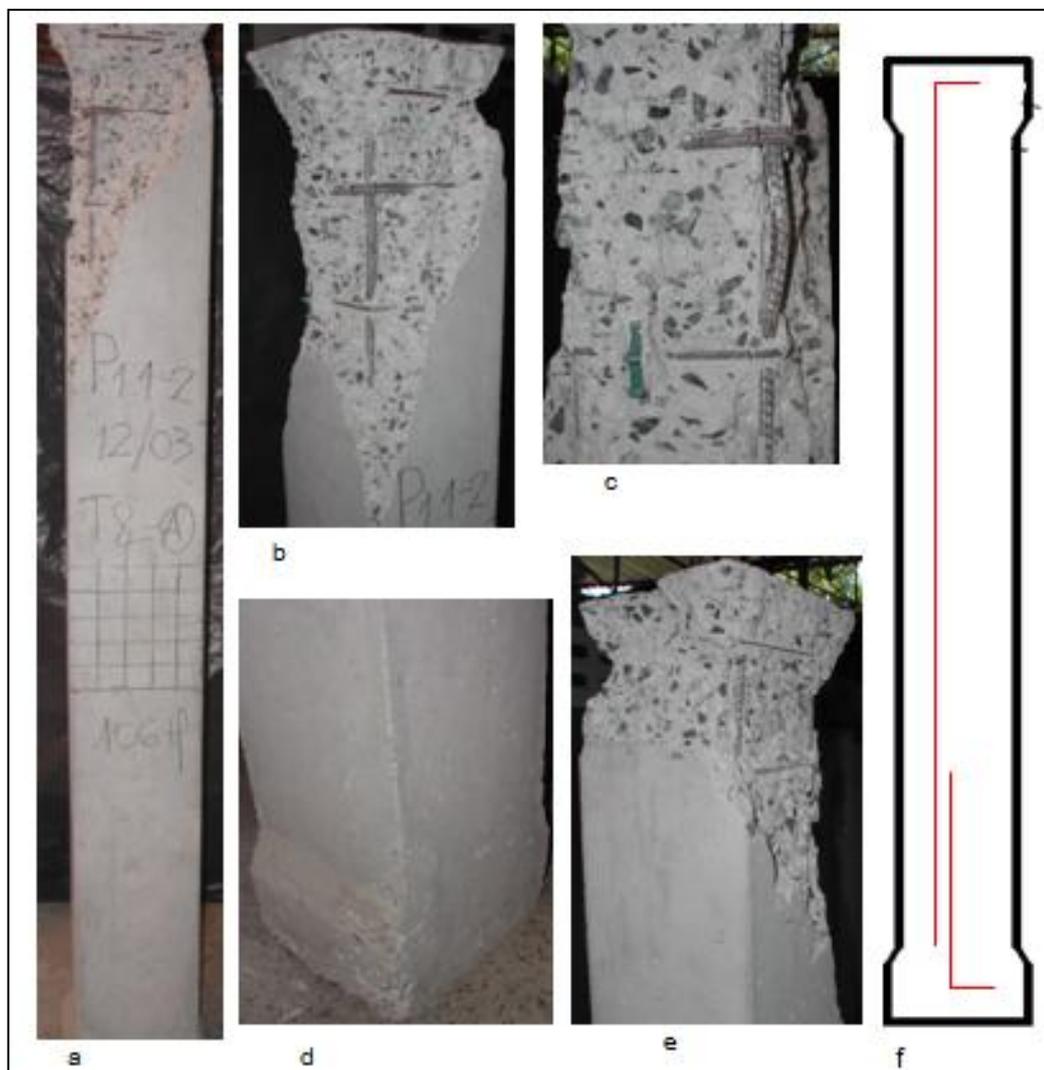


Fonte: Produção da autora.

B.12 PILAR P1.1-2

A Figura 45 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 1060kN, rompimento na região superior (a), em todas as faces (b, e). Seu concreto apresentou um aspecto superficial não homogêneo na base pilar, provocado pela perda de argamassa durante a concretagem (d). Apresentou flambagem em uma das barras longitudinais, com espaçamento entre estribos de 12cm. O arranjo da armadura era de emenda por traspasse de 34cm, situada na base do pilar (f).

Figura 45 – Aspecto do rompimento do pilar P1.1-2.

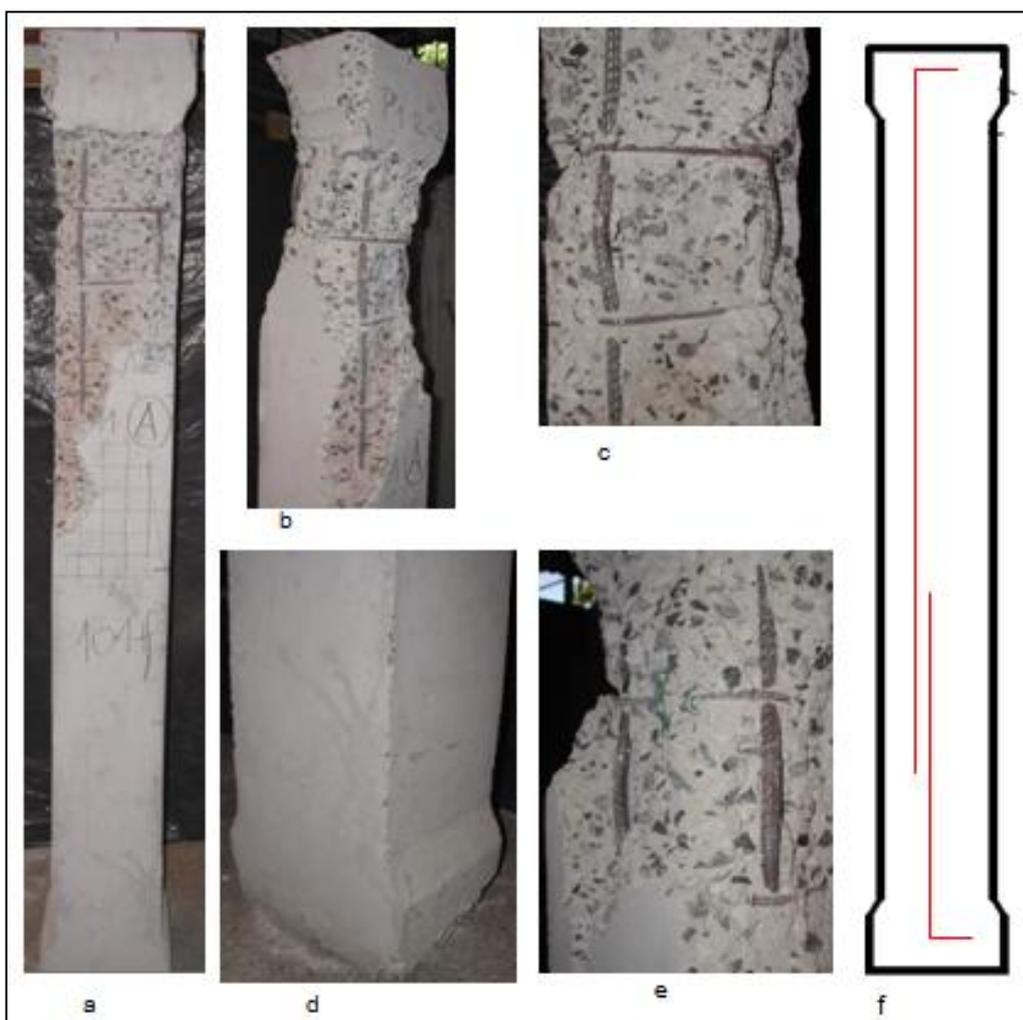


Fonte: Produção da autora.

B.13 PILAR P1.2-2

A Figura 46 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 1010kN, rompimento cônico na região superior (a), em todas as faces (b). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar (d). Apresentou flambagem nas quatro barras longitudinais, em duas alturas do pilar, com espaçamento entre estribos de 12cm, a mais alta, e com espaçamento de 11,5cm a mais baixa (b, c, e). O arranjo da armadura era de emenda por traspasse de 34cm, situada no primeiro terço da altura do pilar (f).

Figura 46 – Aspecto do rompimento do pilar P1.2-2.

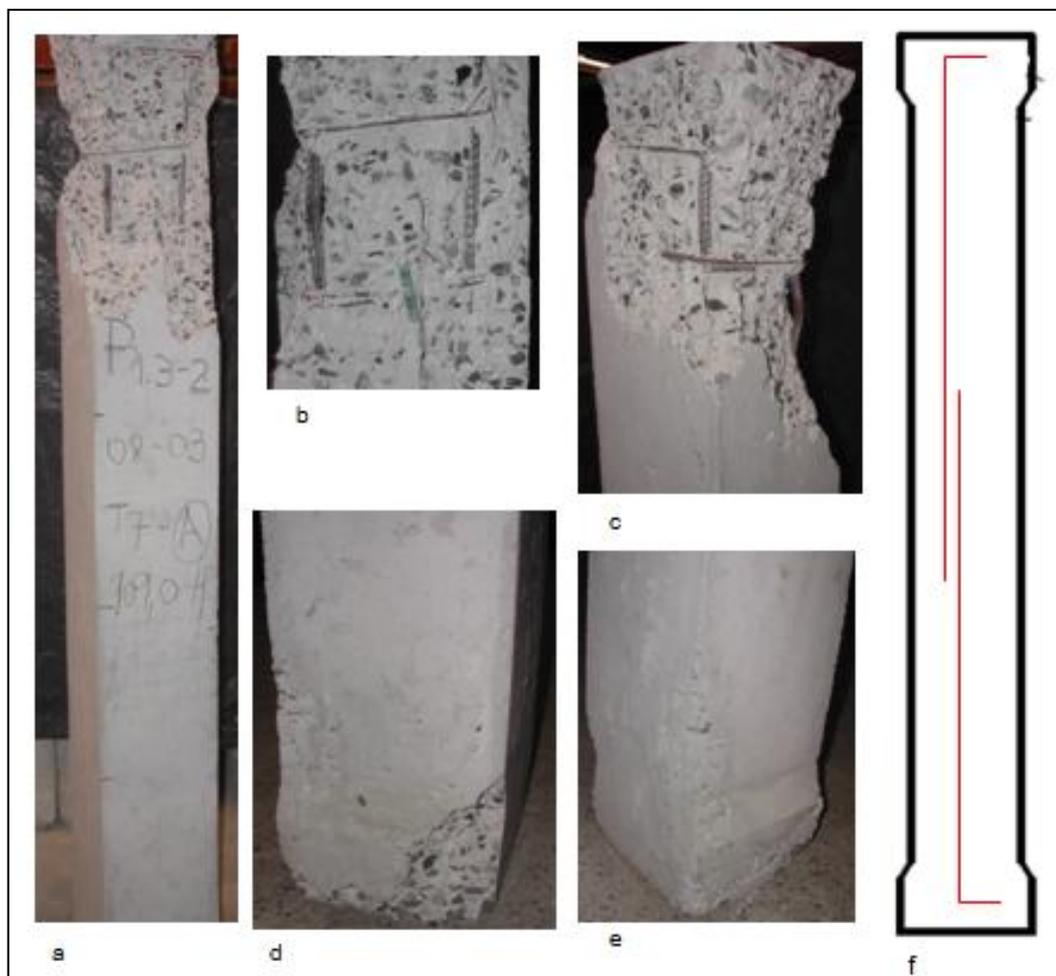


Fonte: Produção da autora.

B.14 PILAR P1.3-2

A Figura 47 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 1090kN, rompimento na região superior (a), em todas as faces (b, c). Seu concreto apresentou um aspecto superficial não homogêneo na base pilar, devido a perda de argamassa durante a concretagem (d, e). Apresentou flambagem em uma das barras longitudinais, com espaçamento entre estribos de 12cm. O arranjo da armadura era de emenda por traspasse de 34cm, situada a meia altura do pilar (f).

Figura 47 – Aspecto do rompimento do pilar P1.3-2.

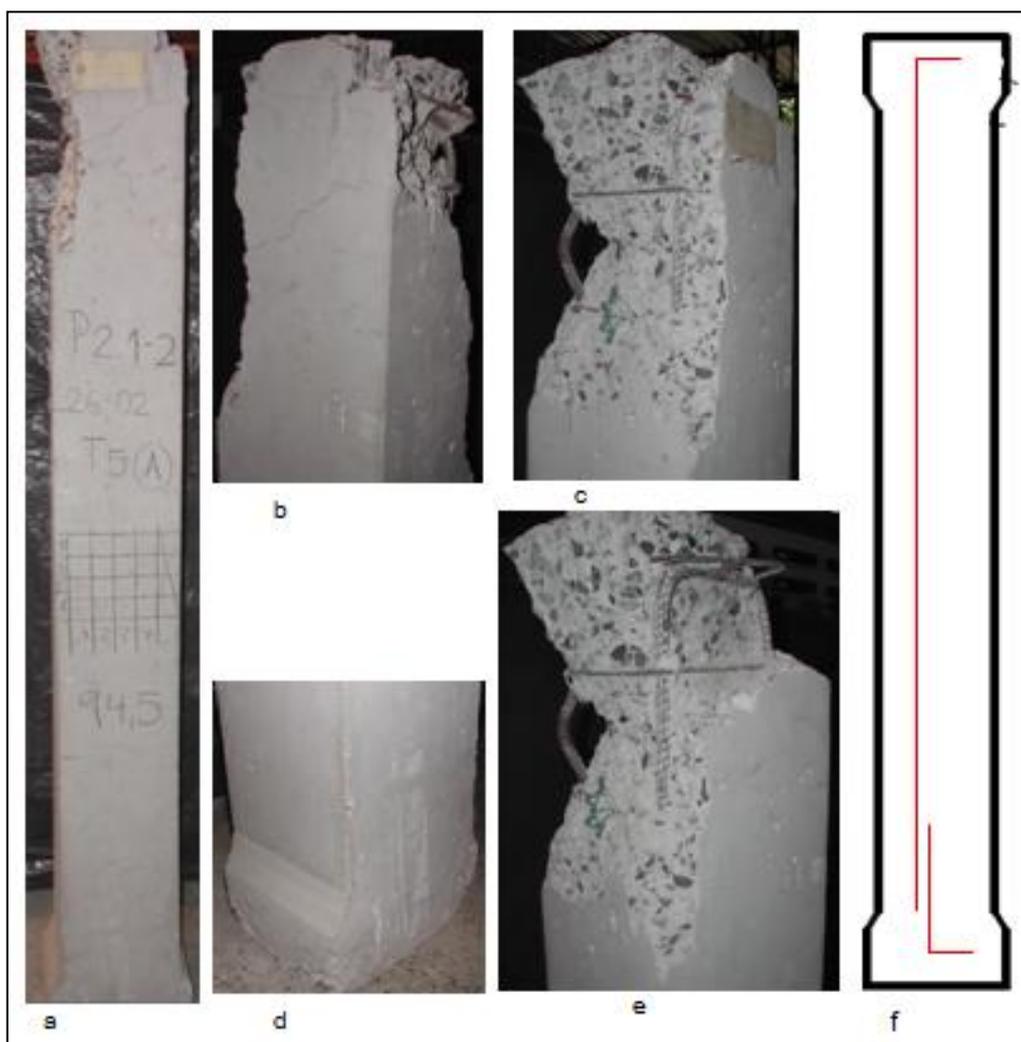


Fonte: Produção da autora.

B.15 PILAR P2.1-2

A Figura 48 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 945kN, rompimento na região superior (a), três faces comprimidas e a quarta face apresentou fissuras de tração no concreto (b). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar, mas com alguns pontos indicando a ocorrência de perda de argamassa durante a concretagem (d). Apresentou flambagem em uma das barras longitudinais, com espaçamento entre estribos de 11cm (c, e). O arranjo da armadura era de emenda por traspasse de 17cm, situada na base do pilar (f).

Figura 48 – Aspecto do rompimento do pilar P2.1-2.

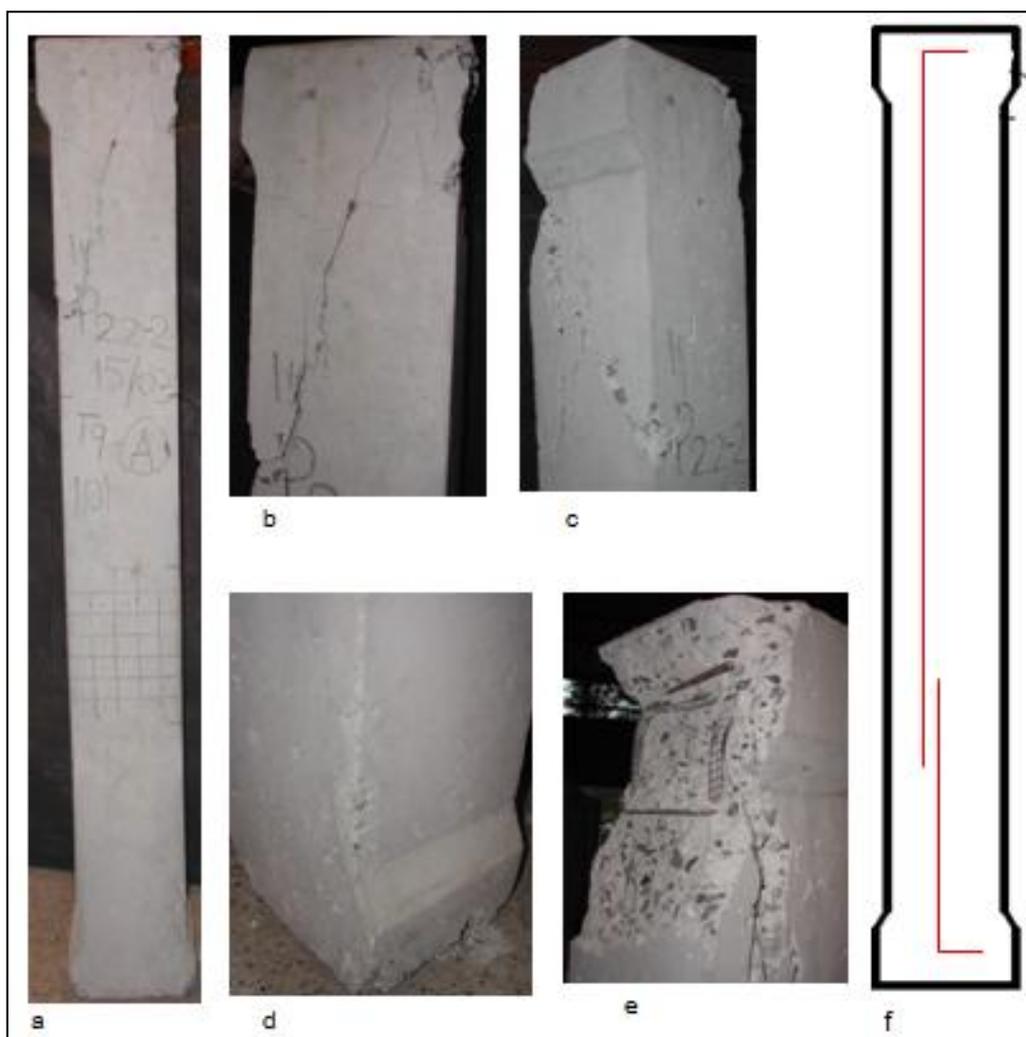


Fonte: Produção da autora.

B.16 PILAR P2.2-2

A Figura 49 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 1010kN, rompimento cisalhado na região superior (a), três faces comprimidas e a quarta apresentou fissuras de tração no concreto (b, c). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar, embora houvesse alguns pontos com ocorrência de perda de argamassa durante a concretagem (d). Pouca armadura ficou exposta, não apresentando flambagem de barra longitudinal. O arranjo da armadura era de emenda por traspasse de 17cm, situada no primeiro terço da altura do pilar (f).

Figura 49 – Aspecto do rompimento do pilar P2.2-2.

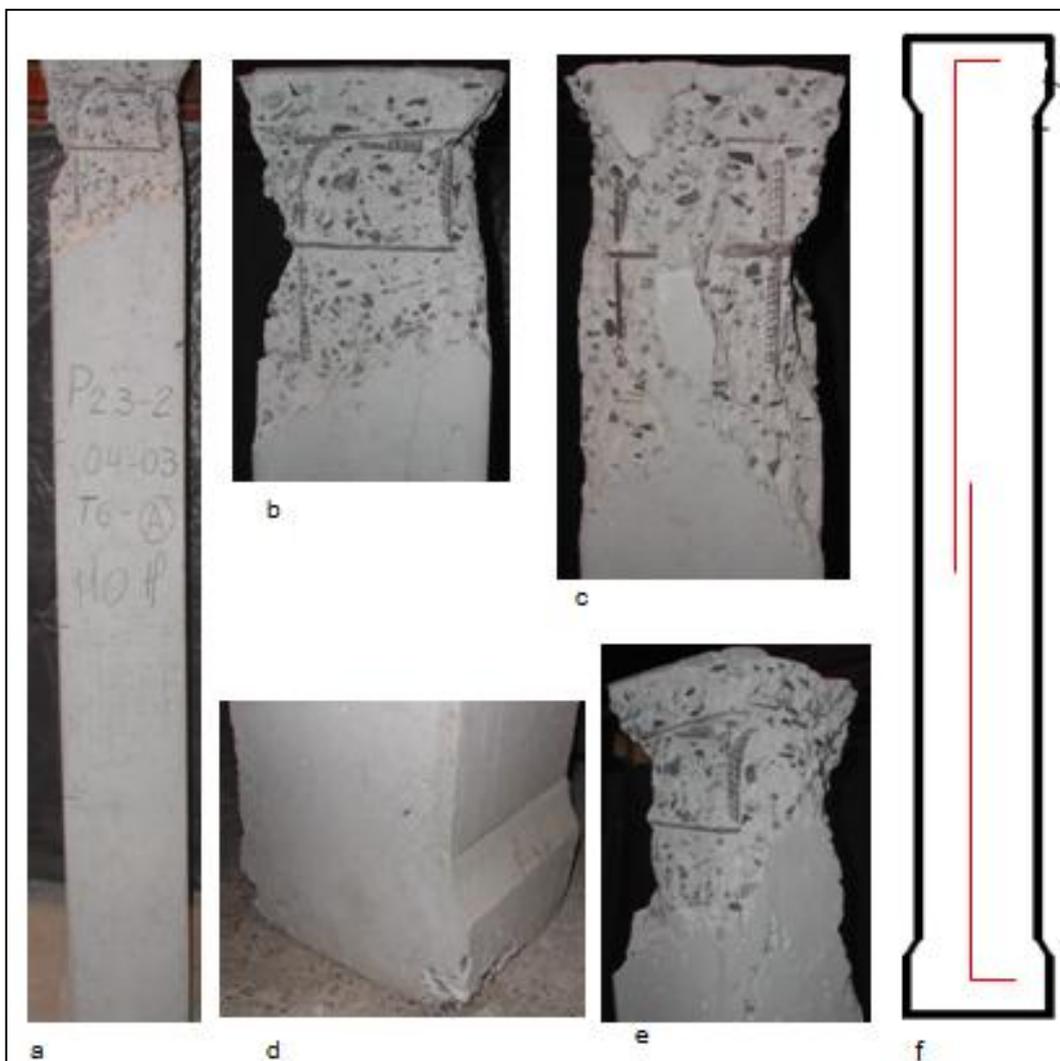


Fonte: Produção da autora.

B.17 PILAR P2.3-2

A Figura 50 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 1100kN, rompimento cônico na região superior (a), todas as faces comprimidas (b, e). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar (d). Não apresentou flambagem de barra longitudinal, embora tenha se observado a perda de aderência pelo destacamento da barra no concreto (c). O arranjo da armadura era de emenda por traspasse de 17cm, situada a meia altura do pilar (f).

Figura 50 – Aspecto do rompimento do pilar P2.3-2.

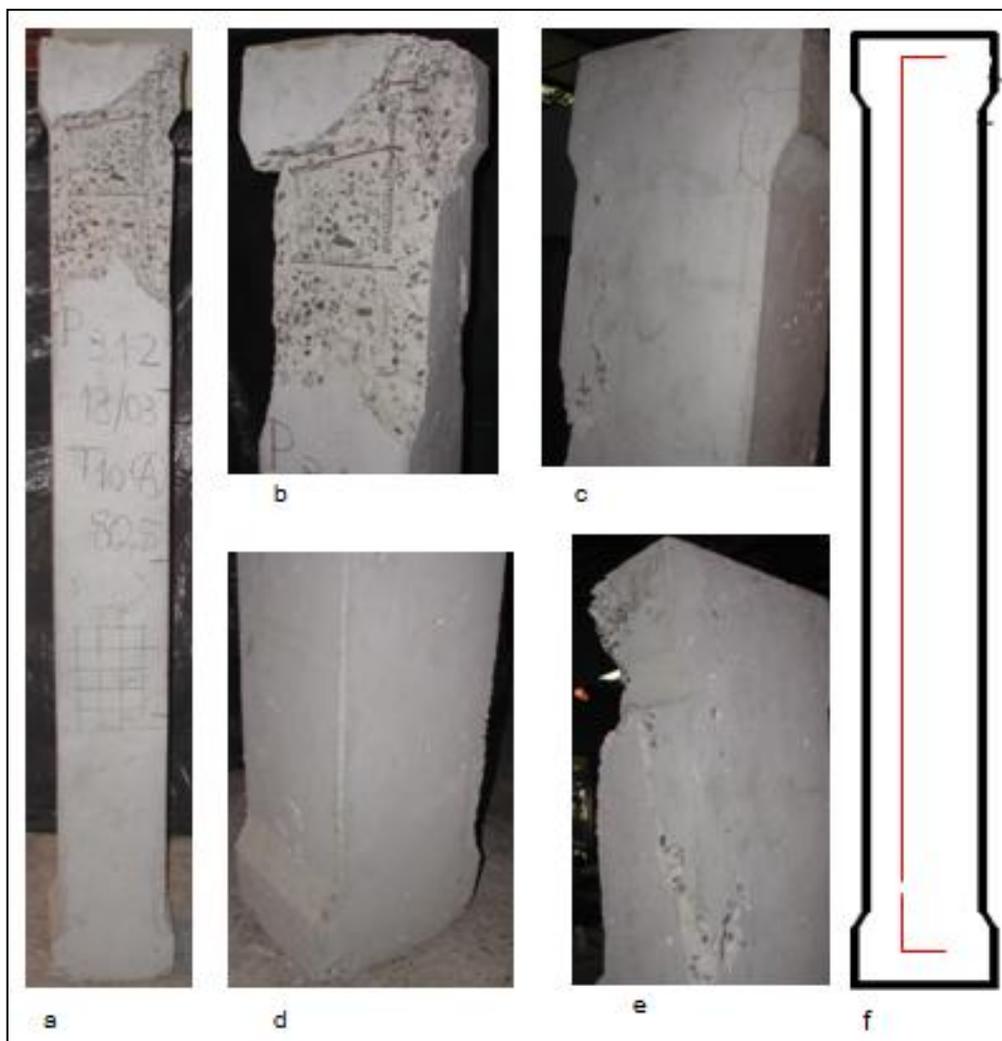


Fonte: Produção da autora.

B.18 PILAR P3.1-2

A Figura 51 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 805kN, rompimento na região superior (a), todas as faces comprimidas (b, c, e). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar (d). Não apresentou flambagem, mas observou-se destacamento da armadura devido à perda de aderência com o concreto e espaçamento entre estribos de até 13cm (b). O arranjo da armadura era de emenda de topo, situada na base do pilar (f).

Figura 51 – Aspecto do rompimento do pilar P3.1-2.

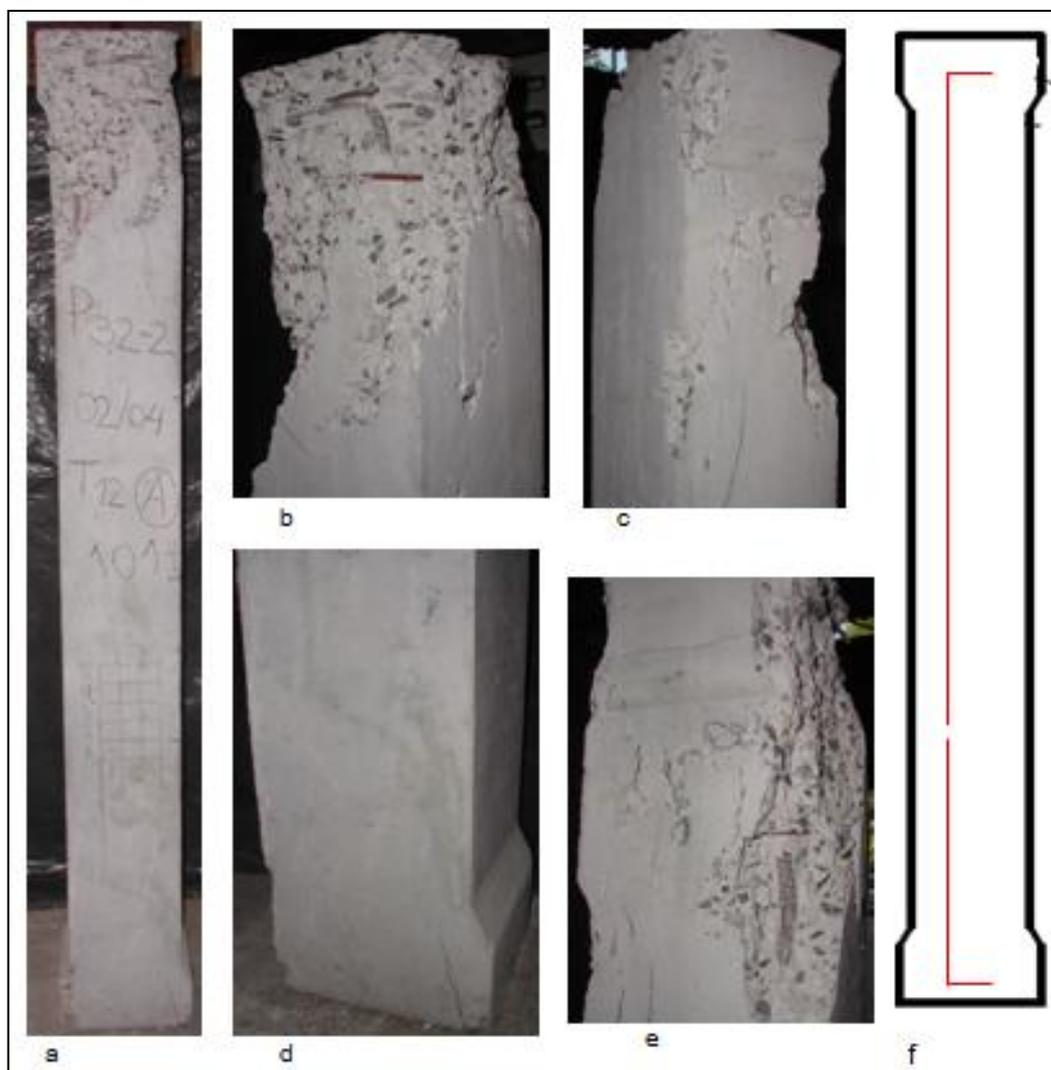


Fonte: Produção da autora.

B.19 PILAR P3.2-2

A Figura 52 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 1010kN, rompimento cônico na região superior (a). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar (d). Apresentou flambagem em uma das barras longitudinais, com espaçamento entre estribos de 12cm (e). O arranjo da armadura era de emenda de topo, situada no primeiro terço da altura do pilar (f).

Figura 52 – Aspecto do rompimento do pilar P3.2-2.

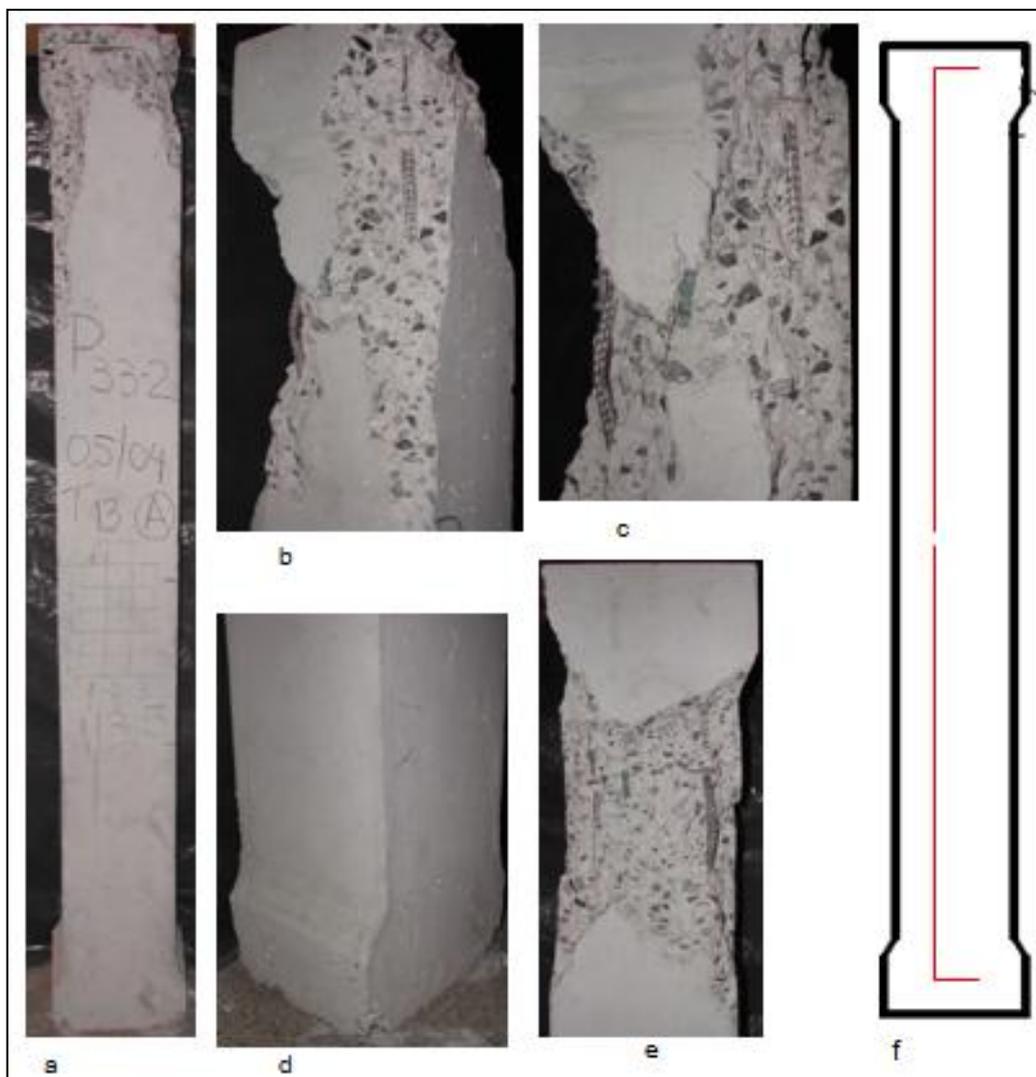


Fonte: Produção da autora.

B.20 PILAR P3.3-2

A Figura 53 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 1135kN, rompimento na região superior (a), em todas as faces (b, c). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar (d). Apresentou flambagem em duas barras longitudinais, em alturas diferentes do pilar, com espaçamento entre estribos de 12 cm (c, e). O arranjo da armadura era de emenda de topo, situada a meia altura do pilar (f).

Figura 53 – Aspecto do rompimento do pilar P3.3-2.

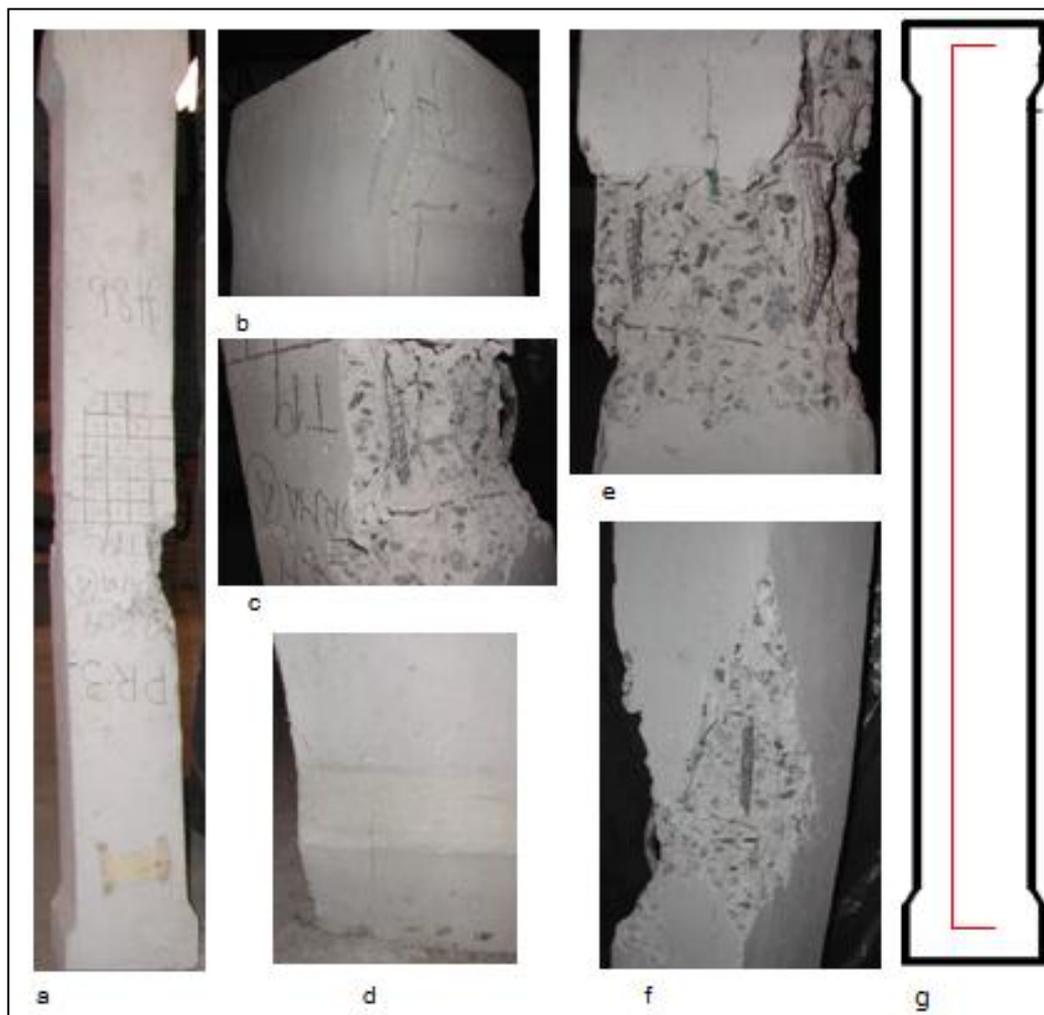


Fonte: Produção da autora.

B.21 PILAR PR-3

A Figura 54 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 980kN, rompimento na região central (a), todas as faces comprimidas (e,f). O pilar foi rompido na posição invertida à sua concretagem (d). Concreto com aspecto superficial homogêneo em sua base (b). Apresentou flambagem em três barras longitudinais (c), em alturas diferentes do pilar, com espaçamento entre estribos de 12cm, na mais alta, e espaçamento de 13,5cm, na mais baixa. O arranjo da armadura era de barras contínuas (f).

Figura 54 – Aspecto do rompimento do pilar de referência PR-3.

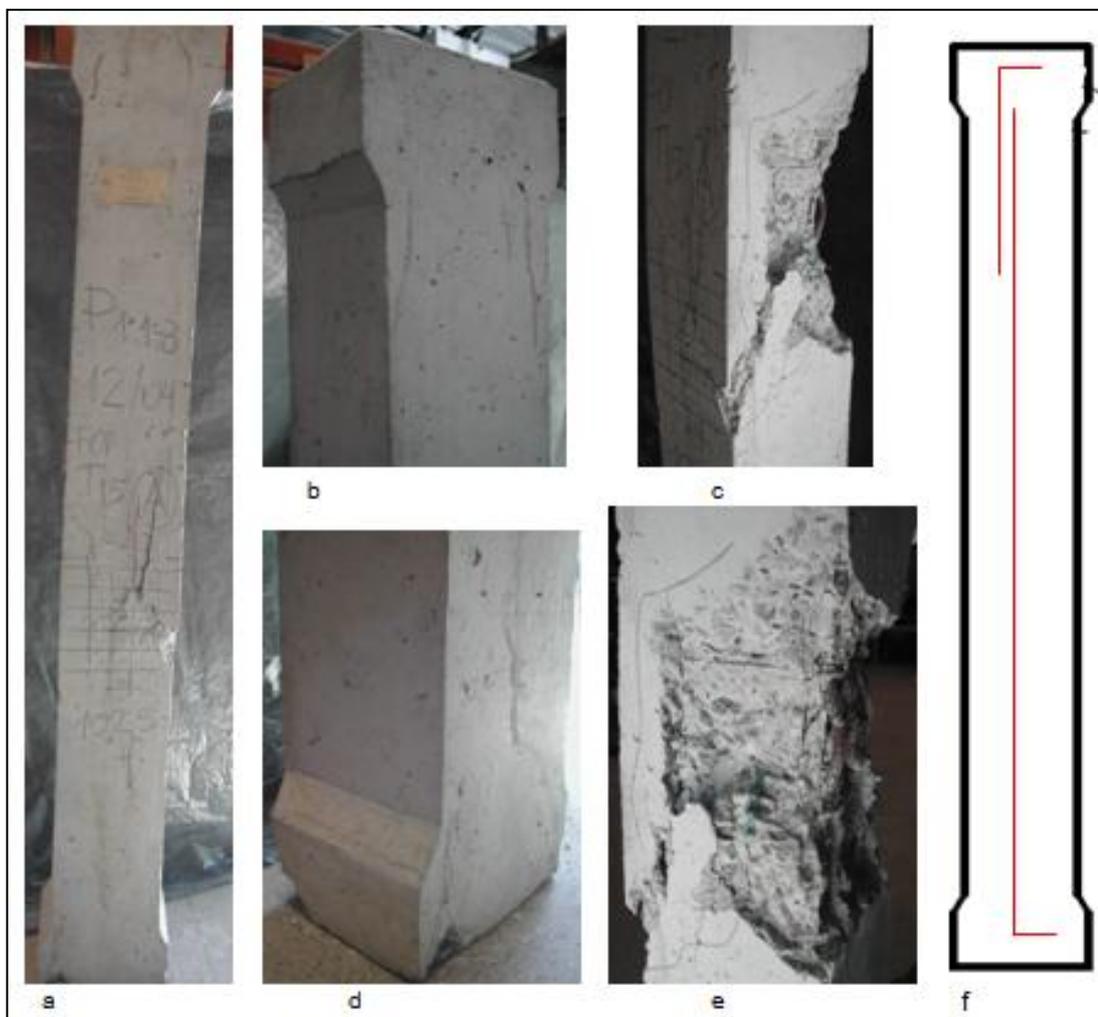


Fonte: Produção da autora.

B.22 PILAR P1.1-3

A Figura 55 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 1025kN, rompimento na região central (a), com pequenas fissuras no topo (b). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar (d). Apresentou flambagem em duas barras longitudinais, na mesma altura do pilar, com espaçamento entre estribos de 12cm. O arranjo da armadura era de emenda por traspasse de 34cm, situada no topo do pilar (f).

Figura 55 – Aspecto do rompimento do pilar P1.1-3.



Fonte: Produção da autora.

B.23 PILAR P1.2-3

A Figura 56 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 980kN, rompimento cônico na região central (a), com fissuras no topo (b). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar (d). Apresentou flambagem em duas barras longitudinais, na mesma altura do pilar, com espaçamento entre estribos de 12cm (c, e), região inferior à emenda por traspasse, caracterizando efeito de ponta e tendo ocorrido deslocamento de estribo, que deveria estar com espaçamento de 9cm. O arranjo da armadura era de emenda por traspasse de 34cm, situada no segundo terço da altura do pilar (f).

Figura 56 – Aspecto do rompimento do pilar P1.2-3.

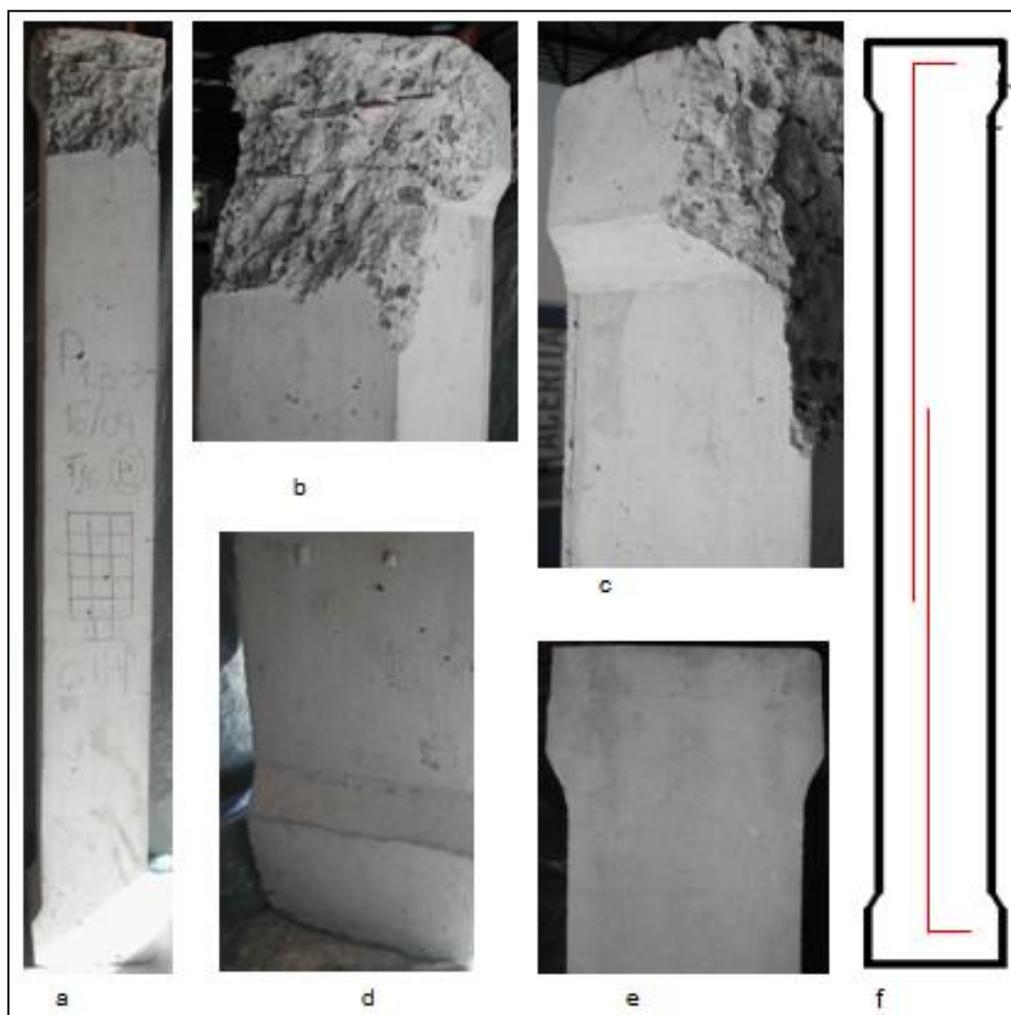


Fonte: Produção da autora.

B.24 PILAR P1.3-3

A Figura 57 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 610kN, rompimento na região superior (a), em três as faces (b, c) e a quarta face apresentou fissura por tração no concreto (e). Este pilar teve sua ruptura precoce devido a um problema operacional durante a aplicação da carga. Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar (d). Praticamente não teve armadura aparente e não ocorreu flambagem das barras longitudinais (b, c). O arranjo da armadura era de emenda por traspasse de 34cm, situada a meia altura do pilar (f).

Figura 57 – Aspecto do rompimento do pilar P1.3-3.

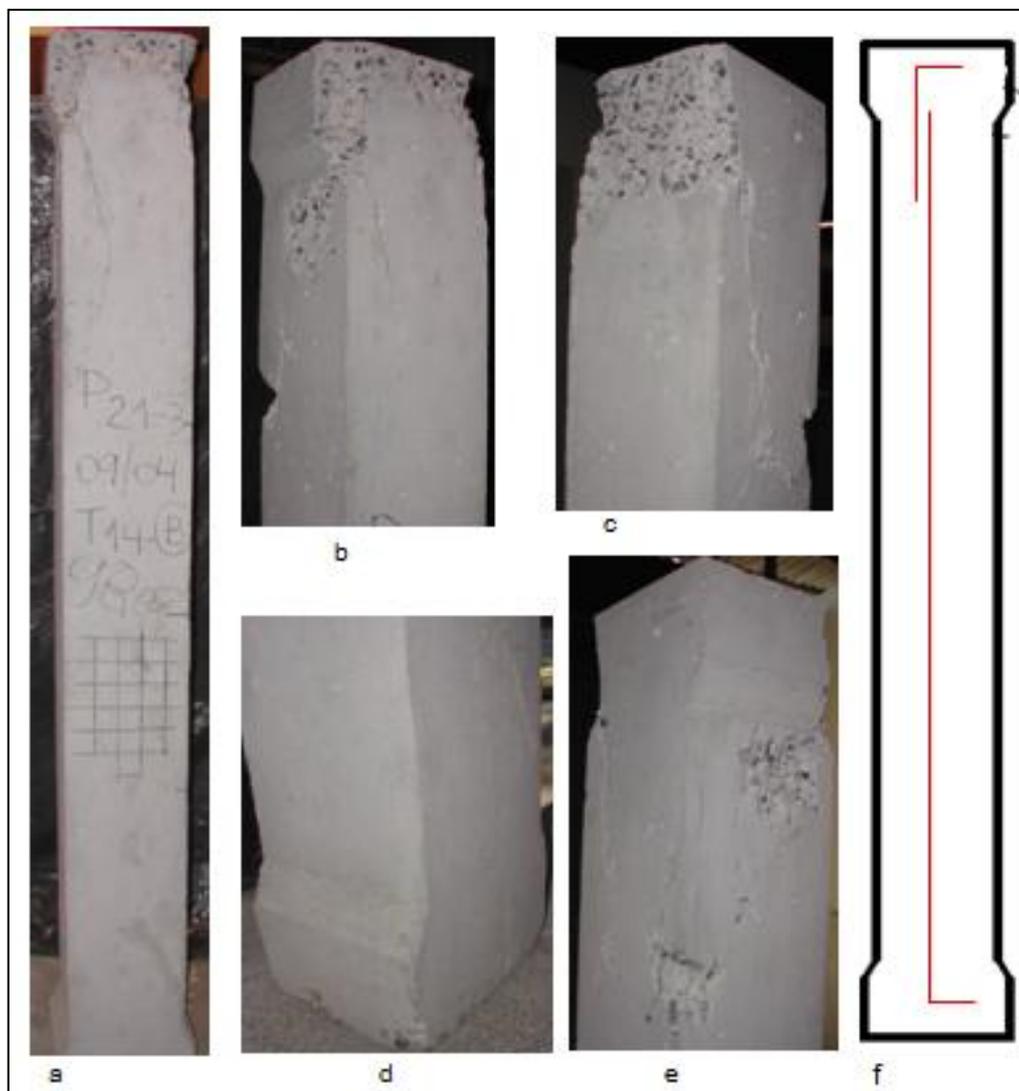


Fonte: Produção da autora.

B.25 PILAR P2.1-3

A Figura 58 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 980kN, rompimento cônico na região superior (a), todas as faces comprimidas (b, c, e). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar (d). Não apresentou flambagem de barras longitudinais, mas observaram-se fissuras de destacamento do cobrimento da armadura por perda de aderência (b, e). O arranjo da armadura era de emenda por traspasse de 17cm, situada no topo do pilar (f).

Figura 58 – Aspecto do rompimento do pilar P2.1-3.



Fonte: Produção da autora.

B.26 PILAR P2.2-3

A Figura 59 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 925kN, rompimento na região superior (a), em todas as faces do pilar (b, c). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar (d). Pouca armadura ficou exposta, não apresentando flambagem de barra longitudinal. O arranjo da armadura era de emenda por traspasse de 17cm, situada no segundo terço da altura do pilar (f).

Figura 59 – Aspecto do rompimento do pilar P2.2-3.

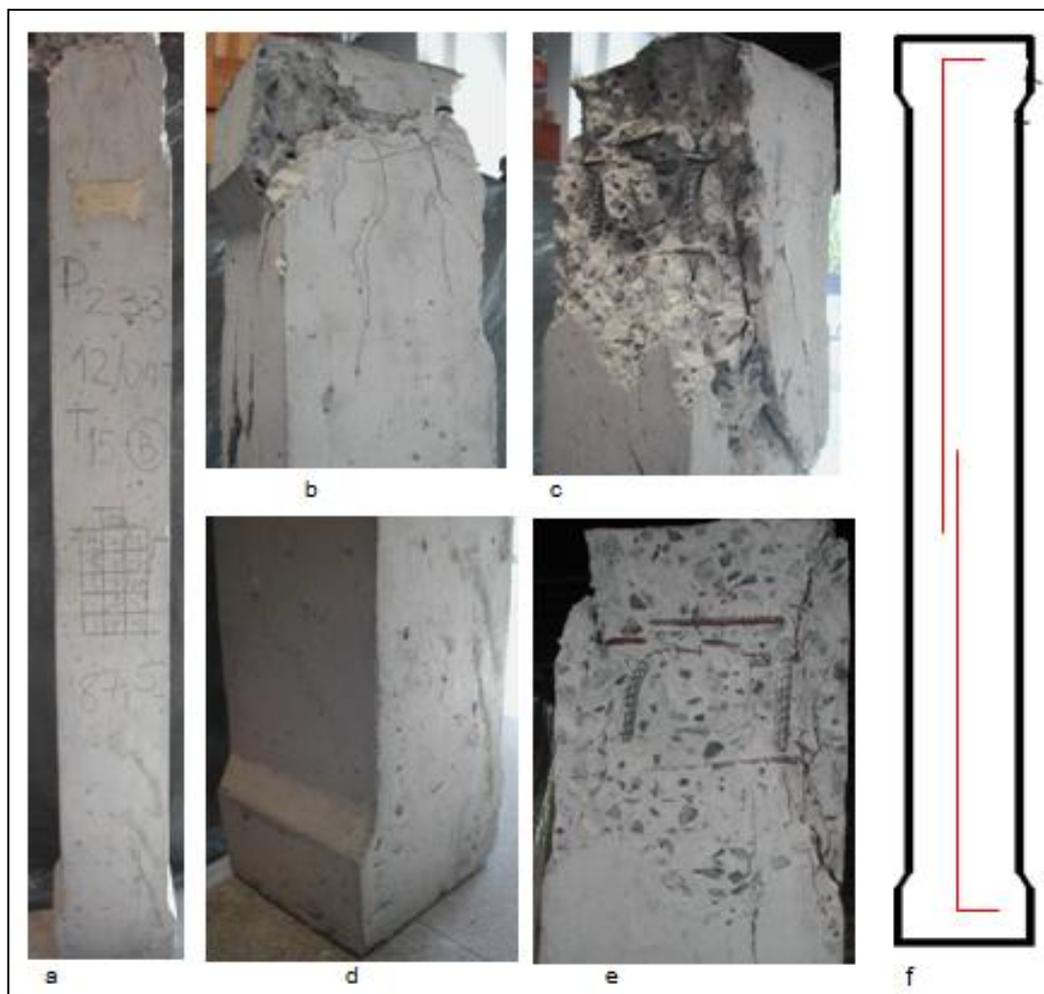


Fonte: Produção da autora.

B.27 PILAR P2.3-3

A Figura 60 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 875kN, rompimento cisalhado na região superior (a), todas as faces comprimidas (b, c, e). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar (d). Não apresentou flambagem de barra longitudinal, embora tenha se observado a perda de aderência pelo destacamento da barra no concreto (c). O arranjo da armadura era de emenda por traspasse de 17cm, situada a meia altura do pilar (f).

Figura 60 – Aspecto do rompimento do pilar P2.3-3.



Fonte: Produção da autora.

B.28 PILAR P3.1-3

A Figura 61 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 965kN, rompimento na região superior (a), todas as faces comprimidas (b, c, d, e). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar (a). Apresentou flambagem em três barras longitudinais, em duas alturas diferentes, ambas com espaçamento entre estribos de 12cm. O arranjo da armadura era de emenda de topo, situada no topo do pilar (f). Observou-se que a flambagem das barras ocorreu abaixo da emenda, portanto o esforço de compressão foi transferido de uma barra para outra mesmo sem traspasse (b, c). Provavelmente essa transferência de esforços tenha ocorrido pela concentração de estribos na região.

Figura 61 – Aspecto do rompimento do pilar P3.1-3.



Fonte: Produção da autora.

B.29 PILAR P3.2-3

A Figura 62 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 960kN, rompimento na região superior (a), apresentando fissuras à compressão em três faces (b, c, e) e fissuras à tração no concreto na quarta face (a, b). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar (d). Apresentou flambagem em duas barras longitudinais, na mesma altura do pilar, com espaçamento entre estribos de 11cm (e). O arranjo da armadura era de emenda de topo, situada no segundo terço da altura do pilar (f).

Figura 62 – Aspecto do rompimento do pilar P3.2-3.

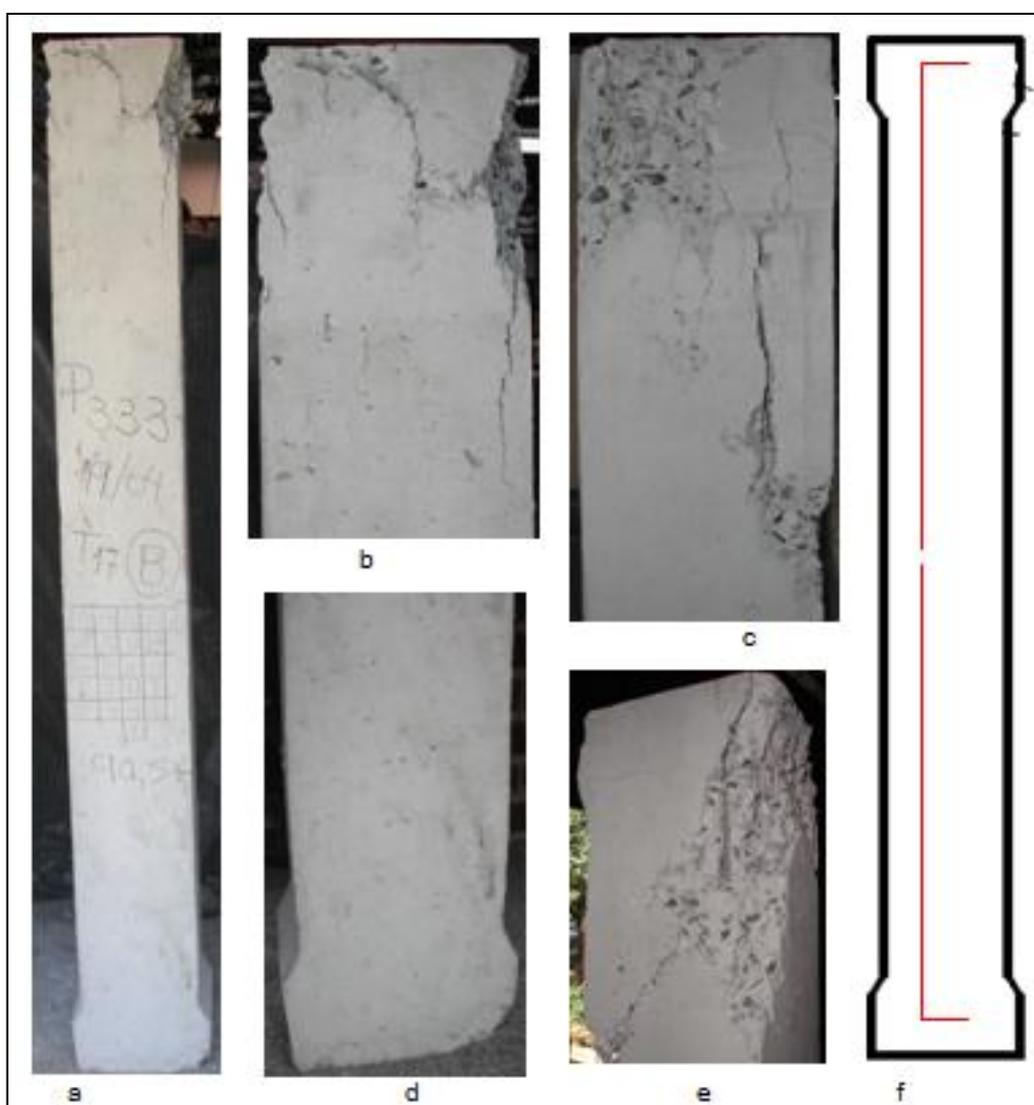


Fonte: Produção da autora.

B.30 PILAR P3.3-3

A Figura 63 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 905kN, rompimento cisalhado na região superior (a), em todas as faces (b, c, e). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar (d). Não apresentou flambagem de barras longitudinais (e). O arranjo da armadura era de emenda de topo, situada a meia altura do pilar (f).

Figura 63 – Aspecto do rompimento do pilar P3.3-3.

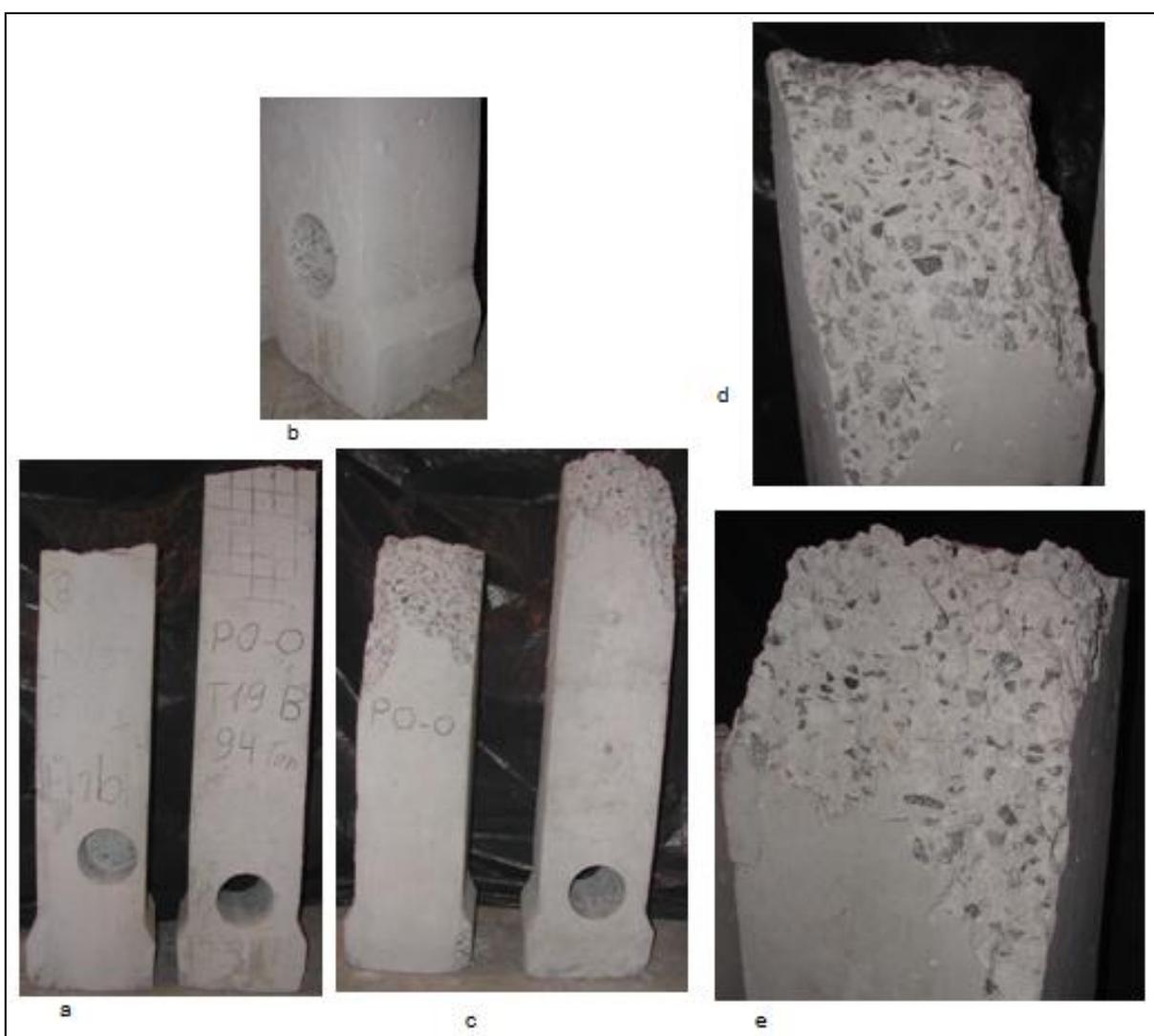


Fonte: Produção da autora.

B.31 PILAR P0.0

A Figura 64 apresenta imagens do pilar que teve carga de ruptura de 940kN, rompimento por cisalhamento na região central (a, c). Seu concreto apresentou um aspecto superficial homogêneo na base pilar (b). Observou-se que a ruptura do concreto se deu principalmente na interface entre agregados graúdos e argamassa, apresentando poucos agregados de granito rompidos (d, e).

Figura 64 – Aspecto do rompimento do pilar P0.0.



Fonte: Produção da autora.