PEDRO RIBEIRO AZEVEDO

**CONFINAMENTO DADO POR VIGAS E LAJES A PILARES
FEITOS COM CONCRETOS DE DIFERENTES RESISTÊNCIAS
AO LONGO DA ALTURA**

São Paulo

2014

PEDRO RIBEIRO AZEVEDO

**CONFINAMENTO DADO POR VIGAS E LAJES A PILARES
FEITOS COM CONCRETOS DE DIFERENTES RESISTÊNCIAS
AO LONGO DA ALTURA**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do Título de Mestre em
Engenharia

Área de Concentração:
Engenharia de Estruturas

Orientador:
Prof. Dr. Fernando Rebouças Stucchi

São Paulo

2014

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 14 de janeiro de 2014.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Azevedo, Pedro Ribeiro

Confinamento dado por vigas e lajes a pilares feitos com concretos de diferentes resistências ao longo da altura / P.R.

Azevedo. -- versão corr. -- São Paulo, 2014.

170 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

**1.Vigas 2.Lajes 3.Concreto 4.Resistencia estrutural I.Uni-
versidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de
Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.**

Para Luciana

AGRADECIMENTOS

À minha esposa, Luciana, por todo o amor, carinho, compreensão e apoio fundamentais à conclusão deste trabalho.

Aos meus pais, Nelcio e Elizabeth, e à minha irmã, Juliana, por sempre estarem ao meu lado e me apoiarem durante toda minha vida, nunca me deixando desistir dos meus objetivos.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Fernando Rebouças Stucchi, por todo apoio dado e pela confiança em mim depositada desde o início da pesquisa.

Aos meus sogros, José Roberto e Adelaide (*in memoriam*), pelo carinho e incentivo.

Aos meus chefes, Nelson Augusto Miguel Monteiro e Sérgio de Faria Linardi, pelo apoio e incentivo dado à pesquisa, e pela compreensão da importância do contínuo desenvolvimento da engenharia.

Aos engenheiros Ricardo Garanhani Neto e Ana Paula Silveira, pela amizade e apoio.

À toda equipe da Monteiro Linardi, pelo suporte dado em todo momento em que precisei me ausentar para que esta pesquisa se tornasse realidade.

Ao engenheiro e amigo Fabrício Tardivo, o qual conheci durante este estudo e cujo apoio foi de fundamental importância para que este trabalho pudesse ser concluído.

À GDSA Engenharia, na pessoa dos engenheiros Marcus Grigoletto e Gustavo Saraiva, pelo apoio dado com o fornecimento do material necessário à pesquisa.

Ao Prof. Dr. Pedro Afonso de Oliveira e Almeida, pelo suporte dado no laboratório.

Ao engenheiro Ivan Tessarolo e aos técnicos Rui Coelho Jacomini, Antônio Coelho Jacomini, José Ferreira Leite Neto, Valdineia dos Santos Silva e Reginaldo Mariano da Silva e a toda a

equipe do laboratório, pela indispensável e indescritível dedicação na etapa experimental deste trabalho.

Ao engenheiro Luiz T. Hamassaki e ao técnico Rafael Francisco dos Santos, do Laboratório de Concreto do IPT, pelo suporte e disponibilidade fornecidos nas horas necessárias.

A todas as pessoas que acreditaram, colaboraram e incentivaram esta pesquisa.

“O importante é não parar de questionar.”

Albert Einstein

RESUMO

Para melhor aproveitamento da resistência do concreto, utiliza-se concreto de maior resistência à compressão em pilares e concreto de resistência inferior em vigas e lajes. Considerando o método construtivo adotado tradicionalmente no Brasil, a região do pilar que cruza o nível do pavimento é moldada com a utilização do mesmo material que é lançado no pavimento. Essa mistura de materiais no mesmo pilar gera dúvida em relação ao seu dimensionamento. Dado que essa região está confinada pelo pavimento pode-se considerar, no caso em que uma laje lisa circunda o pilar, dentro de determinados limites, que esse pilar se comportará como tendo resistência uniforme. Este trabalho levantou pesquisas anteriores e normas vigentes com o objetivo de saber o que já foi estudado e quais são as recomendações atuais para a situação em que se tem laje apoiada sobre vigas e não uma laje lisa, isto é, uma situação menos confinada. Com base nessa pesquisa, formularam-se modelos a serem ensaiados em escala reduzida no laboratório e modelos de elementos finitos com a finalidade de aprofundar o estudo dessa situação.

ABSTRACT

Aiming the better use of the concrete strenght a high-performance concrete is use in columns and a less resistant concrete in slabs and beams. Considering the constructive method adopted in Brazil, the region of the column that crosses the floor is executed using the same material that is used at the pavement. When used in columns, it is blended with a less resistant concrete in the floors, which is not considered during the column design. Is it possible that this less resistant concrete can confine the column to the point that its strength turns out to be the same of the rest of the members? This paper has studied earlier researches and up-to-date standarts with the goal of know what have been studied and the actual recomendations for situations that the floor has beams and slabs insted of only slabs, in other words, a less confined region. Based in this research was formulated models to be tested in the laboratory and models in Finite Element Models to studie further the stresses.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Efeito do confinamento no concreto.....	18
Figura 2 – Primeiros estudos do confinamento.....	20
Figura 3 – Variação de k_1 com a pressão lateral.....	20
Figura 4 – Círculo de Mohr com envoltória pelo critério de Coulomb.....	21
Figura 5 – Variação da posição relativa do pilar no pavimento.....	22
Figura 6 – Representação de um pilar central.....	23
Figura 7 – Representação de um pilar de canto.....	23
Figura 8 – Representação de um pilar isolado.....	23
Figura 9 – Esquema estrutural do protótipo mais confinado.....	41
Figura 10 – Esquema estrutural do modelo menos confinado.....	41
Figura 11 – Elevação dos modelos.....	42
Figura 12 – Lote de pedra e areia fornecidos pela GDSA.....	46
Figura 13 – Resultados dos ensaio de tração no aço.....	50
Figura 14 – Distribuição dos concretos ao longo de suas alturas.....	51
Figura 15 – Distribuição dos extensômetros nos pilares.....	52
Figura 16 – Distribuição dos extensômetros nas lajes e vigas dos modelos 1.....	53
Figura 17 – Distribuição dos extensômetros nas lajes e vigas dos modelos 2.....	53
Figura 18 – Modelos prontos para concretagem.....	54
Figura 19 – Detalhe das armações e cabos para leitura dos <i>strain gages</i>	55
Figura 20 – Moldagem na mesa vibratória.....	55
Figura 21 – Modelos concretados.....	56
Figura 22 – Modelos e Corpos de Provas prontos para ensaio.....	57
Figura 23 – Ensaio pronto para ser executado.....	58
Figura 24 – <i>Strain gages</i> e célula de carga conectados no Lynx ADS0500 para leitura dos dados.....	58
Figura 25 – Corpos de prova de caracterização rompidos.....	61
Figura 26 – Modelo 1.0 rompido.....	72
Figura 27 – Modelo 1.1 rompido.....	73
Figura 28 – Modelo 1.2 rompido.....	74
Figura 29 – Modelo 2.0 rompido.....	75

Figura 30 – Modelo 2.1 rompido.....	76
Figura 31 – Modelo 2.2 rompido.....	77
Figura 32 – Modelo 3.0 rompido.....	78
Figura 33 – Modelo 3.1 rompido.....	79
Figura 34 – Modelo 3.2 rompido.....	80
Figura 35 – Modelo 4.0 rompido.....	81
Figura 36 – Modelo 4.1 rompido.....	82
Figura 37 – Modelo 4.2 rompido.....	83
Figura 38 – Modelo 1 em elementos finitos do pilar sem laje e vigas.....	84
Figura 39 – Modelo 2 em elementos finitos do pilar somente envolto por laje.....	85
Figura 40 – Modelo 3 em elementos finitos do pilar com laje e viga paralela à direção de menor inércia do pilar.....	85
Figura 41 – Modelo 4 em elementos finitos do pilar com laje e viga paralela à direção de maior inércia do pilar.....	86
Figura 42 – Modelo 5 em elementos finitos do pilar com duas vigas ortogonais às faces do pilar.....	86
Figura 43 – Escala de cor utilizada para análise das tensões presentes nos pilares.....	87
Figura 44 – Modelo 1 – Distribuição de tensões no pilar.....	87
Figura 45 – Modelo 2 – Distribuição de tensões no pilar.....	88
Figura 46 – Modelo 3 – Distribuição de tensões no pilar.....	89
Figura 47 – Modelo 4 – Distribuição de tensões no pilar.....	89
Figura 48 – Modelo 5 – Distribuição de tensões no pilar.....	90
Figura 49 – Distribuição de tensões no pilar na sua altura a partir de um corte no eixo paralelo à sua maior direção.....	91
Figura 50 – Distribuição de tensões no pilar na sua seção a partir de um corte feito a meia altura da laje.....	93
Figura 51 – Distribuição de tensões no pilar na sua seção a partir de um corte feito a meia altura da viga.....	94
Figura 52 – Escala de tensões adotada na análise do espraçamento de carga na ligação pilar x laje.....	95
Figura 53 – Distribuição de tensões na laje circundante.....	96

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 3.1 – Gráfico comparativo para pilares centrais.....	31
Gráfico 3.2 – Gráfico comparativo para pilares de canto e borda.....	32
Gráfico 6.1– Evolução da força no modelo 2 da 3ª série.....	67
Gráfico 6.2 – Deformações no extensômetro E3 (pilar) do modelo 2 da 3ª série.....	68
Gráfico 6.3 – Deformações no extensômetro E7 (viga) do modelo 2 da 3ª série.....	68
Gráfico 6.4 – Deformações no extensômetro E10 (laje) do modelo 2 da 3ª série.....	69
Gráfico 6.5 – Evolução da força e dos extensômetros E3, E7 e E10 no modelo 2 da 3ª série.....	70

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Resultados das resistências aos 28 dias para o modelo reduzido I de Santos.....	28
Tabela 3.2 – Relação entre resistências dos modelos II e I de Santos para cada espessura.....	28
Tabela 3.3 – Resultados dos modelos III e IV de Santos e relação entre as resistências dos modelos I, II, III e IV.....	28
Tabela 3.4 – Resultados de Caporrino.....	29
Tabela 3.5 – Comparação entre os resultados.....	30
Tabela 4.1 – Valores reais e experimentais das peças estudadas.....	43
Tabela 4.2 – Valores reais e experimentais das armações estudadas.....	45
Tabela 5.1 – Traço dos concretos e resistências obtidas aos 28 dias.....	47
Tabela 5.2 – Resultados dos ensaios de compressão axial.....	47
Tabela 5.3 – Traço dos concretos e resistências obtidas aos 7 dias.....	48
Tabela 5.4 – Resultados dos ensaios de compressão axial.....	48
Tabela 5.5 – Traço dos concretos e resistências obtidas aos 7 dias.....	49
Tabela 5.6 – Resultados dos ensaios de compressão axial.....	49
Tabela 6.1 – Resistências obtidas nos ensaios de compressão axial dos corpos de prova de caracterização.....	60
Tabela 6.2 – Resultados obtidos das esclerometrias.....	62
Tabela 6.3 – Medidas de deformação dos corpos-de-prova de caracterização.....	63
Tabela 6.4 – Módulo de elasticidade dos CPs de caracterização.....	64
Tabela 6.5 – Forças obtidas nos ensaios de tração por compressão diametral.....	65
Tabela 6.6 – Resultados dos ensaios de compressão dos modelos em escala reduzida.....	66
Tabela 6.7 – Máxima deformação lida nos extensômetros dos pilares.....	67
Tabela 7.1 – Tensões obtidas nos nós por MEF.....	92
Tabela 7.2 – Maiores tensões observadas nas lajes.....	95

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	16
1 CONFINAMENTO.....	18
1.1 CONFINAMENTO DO CONCRETO	18
1.2 PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM O CONFINAMENTO NA LIGAÇÃO PISO-PILAR	22
2 SOLUÇÕES EMPÍRICAS	25
2.1 ACI 318, 2011	25
2.1.1 Pilares centrais.....	25
2.1.2 Pilares de borda ou canto.....	26
2.2 CSA A23.3, 2004.....	26
2.3 EXPRESSÕES OBTIDAS POR OUTROS PESQUISADORES.....	26
2.4 ESTUDOS EXPERIMENTAIS DE OUTROS PESQUISADORES.....	27
3 SEMELHANÇA MECÂNICA.....	33
3.1 FATOR DE ESCALA DOS COMPRIMENTOS (S_L)	34
3.2 FATOR DE ESCALA DAS DEFORMAÇÕES (S_ϵ).....	34
3.3 FATOR DE ESCALA DAS TENSÕES (S_L).....	35
3.3.1 Forças.....	35
3.3.2 Momentos	36
3.3.3 Força por unidade de comprimento.....	36
3.3.4 Pressão.....	36
3.3.5 Densidade	36
3.4 CONCEITO DE MICROCONCRETO	37
3.5 CONCEITO DE MICROARMADURA.....	38
4 ESTUDO DO CONFINAMENTO DE PILARES POR LAJES E VIGAS POR MODELOS REDUZIDOS	39
5 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS.....	46
5.1 CIMENTO	46
5.2 AÇO	49
6 MODELOS REDUZIDOS - ENSAIOS EM LABORATÓRIO	51
6.1 POSICIONAMENTO DOS EXTENSÔMETROS DAS ARMAÇÕES	52
6.2 CONCRETAGEM DOS MODELOS	53
6.3 RUPTURA DOS MODELOS	56
6.4 ENSAIO DE RUPTURA	59
6.4.1 Ensaios de compressão axial (CPs de caracterização)	59
6.4.2 Ensaios de esclerometria	61
6.4.3 Ensaios do módulo de elasticidade	63
6.4.4 Ensaios de determinação à tração por compressão diametral.....	64
6.4.5 Resultados obtidos na ruptura dos modelos em escala reduzida.....	65
7 RESULTADOS OBTIDOS PELO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS	84
8 CONCLUSÃO.....	97

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	101
ANEXO A.....	103
ANEXO B	114

INTRODUÇÃO

A redução de insumos em todas as áreas e a preocupação com a sustentabilidade do meio ambiente e sua preservação têm sido temas recorrentes na vida moderna. Na Engenharia Civil, em geral, e nas construções, em particular, busca-se a redução da utilização de materiais, assim como seu reaproveitamento, como maneira de reduzir seus impactos no meio ambiente. As estruturas podem auxiliar a redução utilizando concretos mais adequados para cada tipo de situação e aproveitando ao máximo o material, sem desperdícios. Essa melhor adequação do concreto pode ser encontrada na variação das suas resistências ao longo de um edifício ou até mesmo entre peças de um mesmo pavimento.

Por trabalharem fundamentalmente a flexão, as vigas e lajes têm seu dimensionamento proveniente mais de sua geometria e armadura do que da resistência do concreto nelas presente. Já no caso dos pilares, em que o esforço predominante é o de compressão, a resistência à compressão do concreto tem grande influência no seu dimensionamento. Tendo isso em vista e o crescente aumento do número de pavimentos nas edificações atuais, se obtém a redução da seção dos pilares com o emprego de materiais mais resistentes.

De outra parte, a relação entre o aumento de custo e a redução de seção não é satisfatória em lajes e vigas. Para minimizar os custos das estruturas e aproveitar os materiais no máximo de suas características, o ideal é a utilização de concretos de maior resistência nas peças em que há o predomínio da compressão e concretos de menor resistência em que há o predomínio de peças submetidas à flexão.

A execução dos edifícios no Brasil segue a sequência de concretagem dos lances dos pilares até o nível do fundo das vigas do pavimento superior, sendo que o trecho do pilar no nível do pavimento é concretado com o mesmo material lançado no pavimento, após o que continua-se a execução do trecho do pilar acima do pavimento até o fundo das vigas do pavimento seguinte. Para casos em que são adotados concretos de diferentes resistências para pilar e pavimento, há a ocorrência de uma região do pilar onde o concreto tem resistência menor que a prevista em projeto.

Diversos autores têm estudado o nível de confinamento que o pavimento gera nesse trecho do pilar e se esse confinamento auxilia a resistência final do pilar, de modo que ela não seja afetada pela redução da resistência do concreto do pilar na interface pilar-pavimento.

Santos (2004) e Caporrino (2006), em suas dissertações de mestrado apresentadas à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP), analisaram o efeito do confinamento proveniente de lajes lisas em pilares quadrados em diversas situações. O presente trabalho se propõe a continuar esse estudo, alterando o formato do pilar, agora retangular, e o esquema do pavimento, com vigas e lajes esbeltas, tentando se aproximar dos esquemas estruturais no Brasil, onde o confinamento esperado é bem menor.

O presente trabalho foi desenvolvido mediante a análise de modelos reduzidos ensaiados em laboratório e seus resultados comparados com estudos dos mesmos modelos por meio de elementos finitos.

1 CONFINAMENTO

1.1 CONFINAMENTO DO CONCRETO

O confinamento pode ser entendido como a restrição da dilatação lateral dada pelo efeito de Poisson quando um elemento é submetido a cargas axiais. No concreto armado, essa restrição pode ser obtida com a aplicação de pressão ativa contrária à deformação ou, de forma passiva, por meio de armaduras transversais e camisas envoltivas. Sendo o concreto um material friccional, quando submetido a tensões confinantes, apresenta um ganho de resistência e ductilidade.

Nos concretos de baixo e médio desempenho, os agregados são os componentes mais rígidos e as forças de compressão caminham preferencialmente através deles (Figura 1a). Salienta-se que, segundo a *Fédération Internationale du Béton (FIB)* (*apud CARRAZEDO et al, 2002*), concretos de uso corrente possuem cerca de 75% de agregados de vários tamanhos. Para o equilíbrio do sistema, são necessárias forças laterais, que, no concreto não confinado, são provenientes da coesão da pasta de cimento (Figura 1b). Quando essa coesão é superada, aparecem as primeiras microfissuras entre agregados e pasta de cimento (Figura 1c), que crescem com o aumento da carga até o rompimento, com fissuração paralela à aplicação da carga. O confinamento do concreto, justamente, atua junto à coesão, possibilitando um aumento da resistência (Figura 1d).

Figura 1 – Efeito do confinamento no concreto

De outra parte, quando o confinamento é dado por armaduras transversais, são necessárias grandes deformações laterais para mobilizá-lo, ocasionando, conseqüentemente, um significativo aumento da ductilidade.

Os primeiros trabalhos sobre confinamento do concreto consistiram na realização de ensaios de compressão axial de concretos confinados por meio de pressão aplicada por fluidos e armaduras transversais em espirais, como, por exemplo, os apresentados por Richard *et al.* e Balmer (*apud* CARRAZEDO, 2002), os quais, analisando esses resultados experimentais, verificaram que a resistência à compressão axial e a deformação última do concreto crescem na presença de pressões confinantes. Propuseram, então, equações para relacionar a resistência, f_{cc} , e a deformação última, ε_{cc} , do concreto confinado com a pressão lateral, f_1 . Na Figura 2, são apresentados os resultados experimentais de Richard *et al.* e de Balmer (*apud* CARRAZEDO, 2002). Apresenta-se, também, a envoltória de ruptura linear por eles proposta.

As equações resultantes são:

$$f_{cc} = f_{c0} + k_1 \cdot f_1$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \cdot \left(1 + k_2 \cdot \frac{f_1}{f_{c0}} \right)$$

As variáveis envolvidas são:

f_{cc} : resistência do concreto confinado;

f_{c0} : resistência do concreto não confinado;

f_1 : pressão lateral;

k_1 e k_2 : coeficientes obtidos experimentalmente;

ε_{cc} : deformação última do concreto confinado;

ε_{c0} : deformação última do concreto não confinado.

Figura 2 – Primeiros estudos do confinamento

Os resultados apresentados por Richard *et al.* (*apud* CARRAZEDO, 2002) indicam que k_1 varia com a pressão lateral, tendendo a 4,1 com o crescimento dela (Figura 3). No entanto, os autores adotaram para k_1 o valor constante de 4,1. Para k_2 o valor adotado foi de $5.k_1$.

Figura 3 – Variação de k_1 com a pressão lateral

No mesmo trabalho de Carrazedo é citado que Lorenzis *et al.* (*apud* CARRAZEDO, 2002) define a resistência do concreto confinado como função apenas da pressão lateral aplicada, independentemente do seu f_{c0} .

Isso pode também ser constatado usando os círculos de Mohr, construído a partir das tensões normais e tangenciais nos planos que passam por um ponto. Admitindo que o critério de Coulomb valha o concreto e introduzindo sua coesão c e seu ângulo de atrito interno φ , o resultado é uma envoltória de ruptura representada por uma reta, com a tensão de cisalhamento τ crescendo com o aumento da tensão normal σ adotado.

Para o caso, onde as tensões principais ocorrem em planos verticais e horizontais, e considerando que as tensões confinantes são iguais ($\sigma_2 = \sigma_3$), o método gráfico fica simplificado e permite relacionar sua tensão principal σ_1 com $\sigma_2 = \sigma_3$ por meio de expressões como:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi} \right) + 2c \sqrt{\frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi}}$$

No caso particular onde não há tensões confinantes temos:

$$\sigma_1 = 2c \sqrt{\frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi}}$$

1.2 PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM O CONFINAMENTO NA LIGAÇÃO PISO-PILAR

Diferenças na resistência do concreto ao longo da altura do pilar ocorrem, entre outros casos, na interface pilar-laje-viga. Isso acontece devido ao método construtivo usual, no qual concretiza-se um lance de pilar na primeira etapa e as vigas, lajes e, conseqüentemente, suas intersecções com os pilares, posteriormente. Portanto entre dois lances, os pilares são segmentados por um trecho de vigas e lajes. De outra parte, por economia, pode-se utilizar nas vigas e lajes concreto de menor resistência que o dos pilares. Entretanto, o concreto dessa região menos resistente e confinado pelas lajes e vigas que o rodeiam, assim como suas respectivas armaduras, e pelo concreto do próprio pilar localizado acima e abaixo da camada da laje (BIANCHINI, 1960).

Os principais parâmetros que têm influência no comportamento do pilar são: resistência do concreto à compressão, posição relativa do pilar (podendo ser central, de borda ou de canto – conforme Figura 4), relação entre espessura da laje e viga e a dimensão da seção do pilar, seção transversal do pilar, carga na laje, carga na viga e as armaduras da laje, viga e pilar.

Figura 4 – Variação da posição relativa do pilar no pavimento

Figura 5 – Representação de um pilar central

Figura 6 – Representação de um pilar de canto

Figura 7 – Representação de um pilar isolado

Diversos autores debruçaram-se sobre esses parâmetros, dentre os quais: Bianchini (1960); Shu e Hawkins (1992); Ospina e Alexander (1998); McHarg, Cook, Mitchel e Yoon (2000); Santos (2004) e Caporrino (2006).

Bianchini (1960) comprovou que os pilares internos interceptados por lajes e vigas apresentam resultado de resistência efetiva maior que os interceptados somente por lajes. Esse resultado foi obtido em decorrência do fato de a espessura da laje ter sido mantida ao se acrescentarem as vigas, o que na realidade não é usual. Quando há vigas cruzando o pilar, não mais existe continuidade do material ao redor do pilar. Entende-se que a existência de vigas induza, na realidade, a espessuras de lajes menores, algo em torno de 10cm a 15cm, e, assim sendo, proporcionam um confinamento menor do que aquele proveniente de lajes planas com espessuras em torno de 20cm a 30cm.

Estudos desenvolvidos por Ospina e Alexander (1998) mostram que o comportamento dos modelos com lajes carregadas é diferente daquele em que não há carga aplicada na laje.

Santos (2004) realizou ensaios com e sem armadura na laje e observou um acréscimo na resistência efetiva do conjunto concreto e aço. Caporrino (2006) ensaiou pilares de canto com laje de menor resistência e observou significativa perda de resistência, se não houver reforço na região do pilar com concreto de menor resistência e sem o confinamento proporcionado pela laje em todo contorno. McHarg, Cook, Mitchell e Yoon (2000) estudaram a influência da distribuição da armadura na laje por meio de quatro modelos reduzidos de pilares internos. Foi constatado aumento da capacidade resistente do pilar interno dos modelos cuja armadura da laje se encontrava próxima ao pilar em relação aos modelos com distribuição uniforme da armadura da laje.

Shu e Hawkins (1992) estudaram a influência da armadura do pilar na resistência do conjunto pilar-laje. A armadura, conforme conclusão dos autores, não causou mudança na interação entre as peças, porém, pilares-sanduíche de concreto armado atingiram resistências efetivas um pouco inferiores à de pilares-sanduíches isolados de concreto simples, porém, estes apresentaram ruptura brusca.

A forma do pilar também tem influência no seu confinamento, porém não há muitos estudos sobre a influência da forma do pilar no seu confinamento por laje.

2 SOLUÇÕES EMPÍRICAS

No mundo todo as normas técnicas não esclarecem muito bem o fenômeno do confinamento. No Brasil, na NBR 6118:2003, não há referência a essa situação. A norma americana ACI 318 (2011) e a norma canadense CSA A23.3 (2004) indicam como obter a resistência do conjunto pilar-laje.

2.1 ACI 318 (2011)

De acordo com o American Concrete Institute (ACI), se a resistência do pilar não ultrapassar 40% da resistência das lajes, não há perda de eficiência da resistência do pilar na intersecção com o pavimento. Quando a relação é maior que a preestabelecida, a norma recomenda dois casos: pilares centrais, ou seja, quando rodeados por laje ou vigas que tenham aproximadamente a mesma altura nos quatro lados, e pilares de borda e canto, quando há ao menos uma face do pilar sem laje ou viga rodeando. Essa norma se baseou nos resultados experimentais obtidos por Bianchini (1960).

2.1.1 Pilares centrais

Para obter a resistência efetiva do conjunto, quando o valor da resistência do concreto do pilar supera em 40% o valor da resistência do concreto utilizado na laje, utiliza-se 75% da resistência do pilar acrescida de 35% da resistência da laje, ou seja:

$$f_{cef} = 0,75 \cdot f_{cpilar} + 0,35 \cdot f_{claje} \quad \text{Eq.2.1}$$

Onde:

f_{cef} : resistência do concreto efetiva do conjunto;

f_{cpilar} : resistência do concreto do pilar;

f_{claje} : resistência do concreto da laje.

2.1.2 Pilares de borda ou canto

Nessa situação, o ACI recomenda a execução do *puddling*. Esse processo consiste em concretar o trecho da laje entre dois segmentos de pilar com o concreto de maior resistência e ainda sugere que essa concretagem se estenda por 60cm além da área do pilar. Na prática, sua realização efetiva é questionável devido a dificuldades de execução como junta fria, má vibração na borda e maior tempo de execução. Para os casos em que não se executa o *puddling*, deve-se adotar como resistência do conjunto a resistência do concreto utilizado no pilar, se esse não ultrapassar em 40% a resistência do concreto utilizado na laje; caso contrário, deve-se ser tomada a resistência do concreto utilizado na laje como a resistência efetiva do conjunto.

2.2 CSA A23.3 (2004)

A norma canadense apresenta a expressão a seguir para se determinar o valor da resistência dos pilares centrais:

$$f_{cef} = 0,25 \cdot f_{cpilar} + 1,05 \cdot f_{claje} \quad \text{Eq.2.2}$$

Sendo a mesma legenda da equação 2.1.

2.3 EXPRESSÕES OBTIDAS POR OUTROS PESQUISADORES

Gamble (1991) experimentou pilares centrais com resistência 40% maior do que as lajes, obtendo, na interface pilar-laje, uma resistência dada pela equação a seguir:

$$f_{cef} = 0,67 \cdot f_{cpilar} + 0,47 \cdot f_{claje} \quad \text{Eq.2.3}$$

As legendas seguem as da equação 2.1.

Ospina *et al.* (1998) definiu a relação a seguir:

$$f_{cef} = \left(1,4 - \frac{0,35}{\frac{e}{b}}\right) x f_{claje} + \left(\frac{0,25}{\frac{e}{b}}\right) x f_{cpilar} \quad \text{Eq.2.4}$$

Onde:

f_{cef} : resistência do concreto efetiva do conjunto;

$f_{c \text{ pilar}}$: resistência do concreto do pilar;

$f_{c \text{ laje}}$: resistência do concreto da laje;

e : espessura da laje;

b : dimensão lateral do pilar quadrado.

2.4 ESTUDOS EXPERIMENTAIS DE OUTROS PESQUISADORES

Santos em seu estudo de 2004 fez quatro tipos de modelos. Os modelos tipo I representavam um pilar isolado de 15x15cm com 65cm de altura com um único tipo de concreto (50MPa, 40MPa, 30MPa, 35MPa, 28MPa e 21MPa) em toda sua extensão (Tabela 3.1). Nos modelos II, Santos fez o mesmo pilar isolado, porém sua porção central era composta de um concreto de menor resistência, mantendo a relação aproximada de 1,4 f_{cp}/f_{cl} (50MPa com 35MPa, 40MPa com 28MPa e 30MPa com 21MPa) e variando a espessura da laje (Tabela 3.2). Os modelos III e IV (Tabela 3.3) foram as representações dos pilares com a laje de concreto ao redor do trecho com menor f_{ck} simulando um pavimento confinante. Nesses modelos, trabalhou-se com os conjuntos de resistência 50-30MPa e 40-28MPa. A diferença entre os modelos III e IV está na armação da laje, 5 barras com diâmetro de 5mm, presente no modelo IV.

Modelo Reduzido I	fcm (MPa)
I-50	36,80
I-40	27,67
I-35	25,45
I-30	23,16
I-28	21,92
I-21	12,41

Tabela 3.1 – Resultados das resistências aos 28 dias para o modelo reduzido I de Santos

e	Mr	fcmr2 (MPa)	fcmr1 (MPa)	fcmr2/fcmr1
4,5	50-35	32,89	36,80	0,89
	40-28	28,26	27,67	1,02
	30-21	20,53	25,45	0,81
6	50-35	29,58	36,80	0,80
	40-28	26,93	27,67	0,97
	30-21	18,93	25,45	0,74
7	50-35	29,41	36,80	0,80
	40-28	26,73	27,67	0,97
	30-21	18,53	25,45	0,73
14	50-35	26,66	36,80	0,72
	40-28	25,84	27,67	0,93
	30-21	16,50	25,45	0,65

Tabela 3.2 – Relação entre resistências dos modelos II e I de Santos para cada espessura

mr	fcmr4 (MPa)	fcmr3 (MPa)	<u>fcmr4</u> fcmr3	<u>fcmr4</u> fcmr2	<u>fcmr4</u> fcmr1	<u>fcmr3</u> fcmr2	<u>fcmr3</u> fcmr1
50-35	50,07	49,20	1,02	1,70	1,36	1,67	1,34
40-28	38,24	35,77	1,07	1,43	1,38	1,34	1,29

Tabela 3.3 – Resultados dos modelos III e IV de Santos e relação entre as resistências dos modelos I, II, III e IV

Os modelos IV de Caporrino (2006), dando sequência ao estudo de Santos (2004), representam um pilar central de 15x15cm e laje de espessura de 4,5cm. Nos modelos V, o pilar representado é de canto (somente duas faces possuem laje confinante) com laje de 7,0cm sem armadura. Os modelos V foram divididos em duas séries, pois, na primeira série, a relação entre os concretos utilizados ficou abaixo da relação de 1,4 esperada. Nos modelos VI, foi inserida uma armadura na laje de 1,77cm² e, no modelo VII, foi utilizado 1/3 dessa armadura. Os resultados seguem na Tabela 3.4.

Modelo	f _{cm,28} (Mpa)	f _{cm} (Mpa)
IV	48,71	47,91
	45,69	
	49,33	
V Série 1	48,36	47,85
	46,93	
	48,27	
V Série 2	37,47	37,53
	38,09	
	37,02	
VI	45,56	45,63
	44,58	
	46,75	
VII	45,73	45,48
	44,22	
	46,49	

Tabela 3.4 – Resultados de Caporrino

Na Tabela 3.5 e nos gráficos 3.1 e 3.2 foi feita a comparação dos resultados obtidos pelos modelos de Santos (2004) e Caporrino (2006) com os resultados esperados pelas equações de Bianchin (1960), Gamble *et al.* (1991), Ospina *et al.* (1998) e as normas ACI (2011) e CSA (2004).

Modelo	BIANCHINI, 1960	ACI 318, 2005	CSA 10.13, 1984	CSA 23.3, 1994	GAMBLE ET AL., 1991	OSPINA ET AL., 1998	SANTOS, 2004		CAPORRINO, 2006				
							III	IV	IV	V Série 1	V Série 2	VI	VII
PILAR CENTRAL fcp>1,4fcl	53,57	52,69	52,69	50,53	52,63	53,05	-	-	47,91	-	-	-	-
PILAR CENTRAL fcp>1,4fcl	54,63	53,72	53,72	51,74	53,69	52,87	49,2	50,07	-	-	-	-	-
PILAR DE CANTO fcp<1,4fcl	53,82	53,82	53,82	43,84	53,82 (PILAR DE BORDA)	-	-	-	-	47,85	-	-	-
PILAR DE CANTO fcp>1,4fcl	36,99	36,99	32,67	32,67	55,94 (PILAR DE BORDA)	-	-	-	-	-	37,53	-	-
PILAR DE CANTO fcp>1,4fcl	36,99	36,99	36,99	36,99	52,50 (PILAR DE BORDA)	-	-	-	-	-	-	45,63	-
PILAR DE CANTO fcp>1,4fcl	54,11	54,11	54,11	38,6	54,11 (PILAR DE BORDA)	-	-	-	-	-	-	-	45,48

Tabela 3.5 – Comparação entre os resultados (valores em MPa)

SOLUÇÕES EMPÍRICAS PARA PILARES CENTRAIS QUADRADOS EM LAJES COGUMELOS

Gráfico 3.1 – Gráfico comparativo para pilares centrais

SOLUÇÕES EMPÍRICAS PARA PILARES QUADRADOS EM LAJES COGUMELOS DE CANTO E BORDA

Gráfico 3.2 – Gráfico comparativo para pilares de canto e borda

3 SEMELHANÇA MECÂNICA

“A análise experimental de estruturas por meio de modelos é uma atividade tão antiga quanto o desejo do homem em compreender os fenômenos da natureza” (MARTINS, 1990), tanto que, no século XV, Leonardo da Vinci já sabia da existência de leis e formulações matemáticas referentes ao comportamento de estruturas geometricamente semelhantes.

A definição de modelo adotada pelo ACI Committee 444 é a representação física, geralmente em escala reduzida, de uma estrutura ou parte dela.

A princípio deve-se entender o que é um modelo. Os modelos podem ser classificados de acordo com as respostas que se esperam obter com a sua utilização. Os modelos elásticos, embora guardem semelhança geométrica com o protótipo, são confeccionados com um material elástico e homogêneo que não se assemelha fisicamente ao material do protótipo. Os modelos indiretos são concebidos para permitir a obtenção das linhas de influência de reações de apoio e de esforços internos solicitantes. Os modelos diretos têm completa semelhança geométrica com o protótipo, assim como as tensões, deformações e os deslocamentos podem ser considerados como representativos do protótipo. Os modelos reais, a serem utilizados nesta pesquisa, são modelos diretos, nos quais o material guarda semelhança física com o do protótipo. Desse modo, eles podem mostrar o comportamento desse para todos os carregamentos possíveis, até a ruptura.

Para isso, de acordo com Martins (1990) deverão ser conhecidos os determinados fatores de escala, pelos quais as medidas obtidas nos modelos podem ser transformadas na obtenção das correspondentes medidas no protótipo. Assim, tem-se:

$$(\text{medida do protótipo})_p = (\text{medida do modelo})_m \times S$$

Onde S é o fator de escala e os símbolos p e m representam as grandezas correspondentes ao protótipo e ao modelo, respectivamente.

Os fatores de escala são obtidos por meio de leis de semelhança e por dois caminhos distintos (PREECE; DAVIES, 1964 *apud* MARTINS, 1990). O primeiro leva em conta as leis da Mecânica das Estruturas, isto é, a compatibilidade das deformações e os diagramas tensão x deformação. Este só pode ser considerado em problemas estáticos por estar restrito a um limitado número de fenômenos. Já o segundo caminho utiliza o método da análise dimensional, podendo ser aplicado em problemas cujo efeito tempo é considerado. Neste trabalho, os fatores

de escala serão estudados pelo caminho das leis da Mecânica das Estruturas, conforme Martins (1990) adota em sua tese. As formulações utilizadas nesse trabalho seguirão o padrão utilizado por Martins (1990) em seu trabalho.

3.1 FATOR DE ESCALA DOS COMPRIMENTOS (S_L)

A condição necessária para assegurar semelhança mecânica completa de comportamento entre o protótipo e o modelo é que eles sejam geometricamente semelhantes. O fator de escala S_L indicará a proporção de tamanho entre as partes homólogas, isto é:

$$L_p = S_L \times L_m \quad \text{Eq.3.1}$$

Analogamente, as relações entre áreas (A) e os volumes (V) serão dadas por:

$$A_p = S_L^2 \times A_m \quad \text{Eq.3.2}$$

$$V_p = S_L^3 \times V_m \quad \text{Eq.3.3}$$

3.2 FATOR DE ESCALA DAS DEFORMAÇÕES (S_ϵ)

A relação entre as deformações de partes homólogas do protótipo e do modelo será:

$$\epsilon_p = S_\epsilon \times \epsilon_m \quad \text{Eq.3.4}$$

Chamando ΔL_p a variação de comprimento de um determinado trecho de L_p do protótipo, tem-se:

$$\Delta L_p = \epsilon_p \times L_p \quad \text{Eq.3.5}$$

Isolando ϵ_p , tem-se:

$$\epsilon_p = \frac{\Delta L_p}{L_p} \quad \text{Eq.3.6}$$

Analogamente:

$$\epsilon_m = \frac{\Delta L_m}{L_m} \quad \text{Eq.3.7}$$

Substituindo as Eq.4.6 e 4.7 na Eq.4.4, tem-se a seguinte expressão:

$$\frac{\Delta L_p}{L_p} = S_\epsilon \frac{\Delta L_m}{L_m} \quad \text{Eq.3.8}$$

Isolando S_ϵ na Eq.4.8, obtém-se o seguinte valor para o fator de escala das deformações:

$$S_\epsilon = \frac{L_m}{L_p} \times \frac{\Delta L_p}{\Delta L_m} = \frac{1}{S_L} \times S_L \quad \text{Eq.3.9}$$

$$S_\epsilon = 1 \quad \text{Eq.3.10}$$

3.3 FATOR DE ESCALA DAS TENSÕES (S_L)

A relação entre as tensões em pontos homólogos do protótipo e de modelo será:

$$\sigma_p = S_\sigma \times \sigma_m \quad \text{Eq.3.11}$$

O fator de escala S_s pode admitir qualquer valor, de acordo Martins (1990). Assim, considerando que S_L e S_s sejam dois fatores independentes, algumas grandezas importantes poderão ser obtidas com as definições já apresentadas até o momento.

3.3.1 Forças (F)

$$F_p = s_p \times A_p = S_s \times s_m \times S_L^2 \times A_m \quad \text{Eq.3.12}$$

$$F_m = s_m \times A_m \quad \text{Eq.3.13}$$

$$\frac{F_p}{F_m} = S_\sigma \times (S_L)^2 \quad \text{Eq.3.14}$$

3.3.2 Momentos (M)

$$M_p = F_p \times L_p = S_s \times s_m \times S_L^2 \times A_m \times S_L \times L_m \quad \text{Eq.3.15}$$

$$M_m = F_m \times L_m = s_m \times A_m \times L_m \quad \text{Eq.3.16}$$

$$\frac{M_p}{M_m} = S_\sigma \times (S_L)^3 \quad \text{Eq.3.17}$$

3.3.3 Força por unidade de comprimento (p)

$$p_p = \frac{F_p}{L_p} = \frac{S_\sigma \times \sigma_m \times S_L^2 \times A_m}{S_L \times L_m} = S_\sigma \times S_L \times \sigma_m \times \frac{A_m}{L_m} \quad \text{Eq.3.18}$$

$$p_m = \frac{F_m}{L_m} = \sigma_m \times \frac{A_m}{L_m} \quad \text{Eq.3.19}$$

3.3.4 Pressão (q)

Como a pressão é uma força por unidade de área, então, obedecerá à mesma relação das tensões:

$$\frac{q_p}{q_m} = S_\sigma \quad \text{Eq.3.20}$$

3.3.5 Densidade (μ)

$$\mu_p = \frac{P_p}{V_p} = \frac{S_\sigma \times \sigma_m \times S_L^2 \times A_m}{(S_L)^3 \times V_m} \quad \text{Eq.3.21}$$

$$\mu_m = \frac{P_m}{V_m} = \frac{\sigma_m \times A_m}{V_m} \quad \text{Eq.3.22}$$

$$\frac{\mu_p}{\mu_m} = \frac{S_\sigma}{S_L} \quad \text{Eq.3.23}$$

Os modelos reais dos quais fazem parte os modelos de microconcreto necessitam possuir características físicas e mecânicas idênticas às do protótipo. Nessas condições, tem-se:

$$S_s = 1$$

Assim sendo, a partir das equações apresentadas anteriormente, tem-se as seguintes equações para os modelos de microconcreto:

$$L_p = S_L \times L_m$$

$$A_p = S_L^2 \times A_m$$

$$\frac{F_p}{F_m} = (S_L)^2$$

$$\frac{M_p}{M_m} = (S_L)^3$$

$$\frac{\mu_p}{\mu_m} = \frac{1}{S_L}$$

A fabricação do microconcreto deve obedecer técnicas específicas de tal maneira que a relação $S_s=1$ seja válida. Para isso, a granulometria do agregado do microconcreto deve ser compatível com a do concreto do protótipo. Quanto à armadura, é usual a utilização de um pequeno número de barras na seção transversal das peças.

3.4 CONCEITO DE MICROCONCRETO

Para simular em laboratório o concreto estrutural existente nas peças do protótipo, foi utilizado o microconcreto. Esse material é obtido pela mistura mecânica de um aglomerante (cimento Portland comum) com um material inerte (areia) e água. Segundo Martins (1990), devido às intensidades dos fenômenos físicos e químicos envolvidos na reação dos materiais, não é fácil obter um microconcreto que seja capaz de simular, adequadamente, o concreto estrutural apenas reduzindo a escala dos seus componentes, mesmo que a lei de semelhança esteja sendo respeitada. Porém, com a utilização de tal material para confecção dos modelos reduzidos, tem-se uma representação das fases sucessivas de fissuração, plastificação e ruptura dos protótipos.

De acordo com Martins (1990), as escalas mais adequadas para os modelos de microconcreto são compreendidas no intervalo 1:4 e 1:6. Para que se obtenha resultados com parâmetros comparativos aos trabalhos de Santos (2004) e Caporrino (2006), utilizar-se-á a escala 1:4,3, a mesma empregada em ambos os trabalhos citados anteriormente.

Ainda seguindo os conceitos dos trabalhos de Santos (2004) e Caporrino (2006), o microconcreto utilizado foi o *microconcreto* 4,8, com brita 0 com diâmetro próximo a 4,8mm e areia média com dimensão característica de 2,4mm.

3.5 CONCEITO DE MICROARMADURA

Martins (1990), em seu trabalho, produziu microarmaduras que mantivessem as propriedades de interesse, sendo essas: o diagrama tensão x deformação, a resistência ao escoamento, a deformação na ruptura e as características de aderência na interface aço-concreto. Suas conclusões indicam que os diâmetros de microarmaduras devem estar entre 2mm e 4mm. Seguindo Santos (2004) e Caporrino (2006), utilizou-se nesta pesquisa o diâmetro de 4,2mm. Mesmo não sendo um diâmetro comercial, encontra-se em algumas casas especializadas, logo, tem-se a facilidade de não ter de fabricar as microarmaduras como Martins (1990), e ainda tem-se a garantia de que as propriedades citadas acima serão mantidas.

4 ESTUDO DO CONFINAMENTO DE PILARES POR LAJES E VIGAS POR MODELOS REDUZIDOS

No presente trabalho, pretendeu-se estudar o confinamento de pilares retangulares interceptados por vigas e lajes esbeltas.

Modelos reduzidos são úteis, pois viabilizam a realização de um número maior de ensaios do que se se tivesse de realizá-los em verdadeira grandeza, e estão baseados em uma teoria sólida de verdadeira grandeza. Sem um bom embasamento sobre o fenômeno, pode-se chegar a conclusões errôneas e até incoerentes ao partir-se direto para modelos em verdadeira grandeza e ensaios considerando fenômenos secundários, ainda mais considerando o aumento na dificuldade da execução desses modelos.

Tendo em vista que o objetivo desse trabalho é dar sequência aos trabalhos já realizados por Santos (2004) e Caporrino (2006), os modelos reduzidos se valeram do mesmo fator de escala, da mesma altura e dos mesmos traços de concreto, porém Santos estudou pilares centrais quadrados (15cm x 15cm) com lajes maciças confinantes com altura da laje equivalente à altura da interface entre os dois concretos utilizados. Caporrino (2006) estudou os mesmos pilares de 15cm x 15cm e a mesma laje de altura igual à altura da interface entre os dois concretos, porém os pilares ficavam localizados nos cantos ou nas bordas das lajes, ou seja, uma ou duas faces do pilar estavam expostas sem o confinamento de laje.

Os fenômenos de confinamento atuantes esperados no modelo a ser estudado nesse trabalho são provenientes do confinamento dado pela presença da laje e vigas ao redor do nó pilar x pavimento, das armaduras nas lajes, vigas e pilar e da interação entre os diferentes tipo de concreto na sua interface.

Espera-se, também, que o aumento da seção transversal na região da interface do pilar com o pavimento reduza as tensões atuantes pela abertura da carga e auxilie a resistência do nó.

O presente trabalho focou em pilares retangulares interceptados por vigas e lajes esbeltas, porém sem carregamento nas lajes e vigas e sem variação das armaduras, pelas seguintes razões:

- a) Quanto ao carregamento na laje, esse estudo não foi realizado nesta pesquisa devido à sua complexidade de montagem experimental, mas pode ser estudado através do método dos elementos finitos, comparando o confinamento dado por um modelo carregado com um descarregado.

- b) As seções retangulares foram adotadas, pois se pretende com este trabalho completar os resultados de casos mais simples para que, posteriormente, seja possível realizar estudos de casos mais complexos, cada vez mais próximos da realidade. Tem-se consciência da necessidade de evoluir gradativamente nos ensaios para evitar a obtenção de resultados mascarados. Como esse assunto ainda não foi profundamente pesquisado até os dias atuais, não se tem o real conhecimento do comportamento desses modelos; logo, a pesquisa deve visar à essência desse comportamento, considerando parâmetros fundamentais para, posteriormente, se adicionar os parâmetros secundários.
- c) A distribuição das armaduras não foi variada, porque, como não é o foco do trabalho, não serão detalhadas diferentes distribuições das armaduras dentro das peças de concreto; estas serão distribuídas uniformemente conforme prática usual no detalhamento de projetos.

Estudou-se pilares com concreto de resistência de 50MPa e vigas e lajes com 35MPa. Esses valores foram escolhidos por representarem o concreto comumente utilizado atualmente e manter a relação aproximada de 1,4, f_{cp}/f_{cl} , entre as citadas resistências, valor limite estabelecida na norma americana ACI 318, 2002 e na norma canadense CSA A23.3, 1994, com base em Gamble (1991) e Ospina (1998).

As estruturas que se pesquisou são compostas por pilares interceptados, no nível do pavimento, por vigas e lajes conforme figuras 5, 6 e 7.

Adotou-se h_0 do protótipo, sendo 2,80m por representar uma medida usual de piso a piso, utilizada nos edifícios na atualidade, e por seguir o mesmo valor das pesquisas de Santos (2004) e Caporrino (2006). Essa medida representa de fato, neste modelo, a meia altura do pilar que estaria abaixo do pavimento até a meia altura do pilar que estaria acima do pavimento (Figura 7). Foi adotado um pilar de 19cm por 60cm, conforme Figura 5, por representar um valor usual nos edifícios atuais.

Para as lajes a espessura adotada no protótipo foi de 10cm, pois a presença de vigas no pavimento permite que as lajes sejam esbeltas, sendo essa medida comumente encontrada nas lajes de pavimento tipo dos edifícios atuais.

Seguindo o mesmo princípio de adotar medidas usuais praticadas nos projetos atualmente, foram adotadas vigas com 14cm de largura por 60cm de altura.

Pavimentos com vigas e lajes podem ter inúmeros lançamentos estruturais. Para essa pesquisa foram adotados três modelos considerados representativos da prática atual de projeto,

sendo que dois simulam dois casos distintos de confinamento e um terceiro, sem confinamento, para ser usado como referência.

No modelo 0, representou-se um pilar isolado do pavimento, com as mesmas características dos pilares dos modelos 1 e 2, para ter sua resistência como base para análise do grau de confinamento dado pelos modelos 1 e 2. Já no modelo 1, apresentou-se um caso onde há um menor nível de confinamento, para poder ter uma base de comparação dos resultados, conforme Figura 6. No modelo 2 no qual pretende-se apresentar um maior nível do confinamento, tem-se vigas cruzando o pilar nas duas direções, conforme Figura 5.

Protótipo II

Figura 5 – Esquema estrutural do protótipo mais confinado

Protótipo I

Figura 6 – Esquema estrutural do protótipo menos confinado

Elevação do Protótipo

Figura 7 – Elevação dos protótipos

Os modelos reduzidos utilizados nessa pesquisa para representar os protótipos propostos seguem as dimensões dadas pela expressão a seguir:

$$D_p = S_L \times D_m$$

Sendo:

D_p : dimensão no protótipo;

S_L : fator de escala dos comprimentos;

D_m : dimensão no modelo.

Conforme o fator de escala adotado 1:4,3, tem-se D_m , para as medidas a serem utilizadas no experimento dadas na tabela 5.1, abaixo; e h_m a altura do modelo igual a 65cm.

	Dimensão	D, real (cm)	D, experimental calculado (cm)	D, experimental Adotado (cm)
Vigas	Largura	14	3,25	3,2
	Altura	60	13,93	14
Lajes	Espessura	10	2,32	2,3
Pilares	a	19	4,41	4,4
	b	60	13,95	14

Tabela 4.1 – Valores reais e experimentais das peças estudadas

Com base no trabalho de Martins (1990) adotou-se o microconcreto 4,8, como citado anteriormente. De acordo com o autor, é o mais recomendado para a fabricação dos modelos.

As armações presentes nas estruturas podem influenciar no confinamento do pilar. O estudo de McHarg *et al.* (2000 *apud* FREIRE, 2003) mostra um aumento de aproximadamente 10% na capacidade resistente do pilar interno cuja armadura de laje se concentrava próxima ao pilar em relação ao modelo, com distribuição uniforme da armadura da laje. Já Shu e Hawkins (1992 *apud* FREIRE, 2003) estudaram a influência da armadura do pilar na resistência efetiva do pilar, porém, de acordo com os autores, a armadura do pilar não causou uma mudança significativa na interação entre os concretos de menor e maior resistência. Com base nesses estudos, foram adotadas as armações mínimas de lajes preconizadas na norma NBR 6118:2003 para este trabalho.

Ao adotarmos armaduras mínimas, qualquer efeito no aumento do confinamento dado pela armadura presente no protótipo será, na prática, igual ou maior que a estudada, uma vez que, invariavelmente, a estrutura detalhada de acordo com a NBR6118:2003 terá, no mínimo, o mesmo nível de armadura, tendo em vista que o objetivo deste trabalho é estudar o confinamento do pilar dado pela geometria das vigas e lajes que o interceptam.

O limite mínimo para as armaduras de vigas está disposto no item 17.3.5.2 da norma, no qual a tabela 17.3 indica que o dimensionamento para $M_{d,min}$ pode ser considerado atendido se forem respeitadas as taxas mínimas de área de aço de 0,150% da seção transversal T com mesa comprimida e 0,178% da seção transversal T com mesa tracionada, ambas para f_{ck} 35MPa. Tendo-se junto ao pilar uma seção T com mesa tracionada, a armadura longitudinal da viga a ser adotada é de 1,49cm², ou seja, duas barras de 10mm, para o ferro positivo. Para a armação negativa, fez-se o levantamento da porcentagem de ferro negativo em quatro edifícios:

- Edifício residencial de 27 pavimentos tipos localizado na Av. Mutinga, 4.400 – São Domingos – São Paulo – SP;
- Edifício residencial de 32 pavimentos tipos localizado na Av. Presidente Wilson, 200 – José Menino – Santos – SP;
- Edifício residencial de 2 torres distintas de 26 pavimentos tipo localizado na R. Conde de Porto Alegre, 1.033 – Campo Belo – São Paulo – SP.

Os projetos para o estudo foram cedidos pela Monteiro Linardi Engenharia.

O estudo das taxas de aço desses quatro edifícios está apresentado com detalhe no Anexo A e nele se chega a uma armadura mínima, frequente, de 0,21%. Sendo assim, tem-se, para armação negativa, uma área de aço de 1,76cm².

No caso das lajes, foi adotado o mesmo conceito das vigas. Assim sendo, tem-se uma armação mínima para cada metro teórico de laje uma área de aço de 0,201%. Sendo a altura da laje de 10cm, tem-se uma armação teórica de 2cm²/m, para armações positivas e negativas.

Os pilares foram ensaiados com armações para eliminar a necessidade de travamento lateral durante os ensaios, como foi executado nos trabalhos de Santos (2004) e Caporrino (2006). Adotou-se, de acordo com a norma brasileira, o mínimo de três barras em cada face. Sendo a barra utilizada a de 4,2mm, tem-se uma taxa de armadura de 1,3%, ou seja, acima da mínima prevista em norma.

Como no mercado o menor diâmetro disponível é o 4,2mm CA60, ajustou-se a área de aço do modelo reduzido para que se pudesse utilizar essa barra. Como o objetivo dessas armações é simular a armação existente e não confinar o pilar, as áreas de aço utilizadas nas peças estão descritas na Tabela 4.2.

Esses valores na escala do modelo ensaiado nos áreas de aços equivalentes a:

	Posição	Área de Aço Real (cm ²)	Área de Aço Calculado (cm ²)	Área de Aço Adotado (cm ²)
Vigas	Negativa	1,76	0,0672	0,14
	Positiva	1,49	0,0940	0,14
Lajes	Negativa	2,00	0,3088	0,56
	Positiva	2,00		

Tabela 4.2 – Valores reais e experimentais das armações estudadas

5 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

5.1 CIMENTO

O cimento utilizado nos ensaios foi o CPV-ARI-RS Cauê. Indicado para situações em que a desforma deve ser rápida e a resistência inicial alta. Esse material é resistente a sulfatos, tem coloração clara, uniforme e com menores quantidades de adições pozolânicas ou inertes.

O agregado miúdo empregado foi uma areia natural média (dimensão característica 2,4mm) e o agregado graúdo foi brita 0, peneirada com dimensão variando entre 4,8mm e 9,5mm.

Todo o material foi fornecido gentilmente pela GDSA Engenharia.

Figura 8 – Lote de pedra e areia fornecidos pela GDSA

Realizou-se um estudo de dosagem do traço do concreto para que resistências fora do valor desejado não prejudicassem o desempenho dos resultados a serem analisados.

A partir do estudo de dosagem feito por Santos (2004), foram adotados, como base inicial para os ensaios, os traços detalhados na Tabela 6.1 e os mesmos materiais especificados.

Resultado dos Ensaio das Resistências dos Concretos				
Concreto	Traço		Resistência aos 28 dias	
Alvo				
	Cimento	318 kg/m ³	22MPa	
	Areia	782,28 kg/m ³		
	Pedra	901,53 kg/m ³	23MPa	
	Água	251,22 kg/m ³		
30MPa	Cimento	358 kg/m ³	30,1MPa	
	Areia	948,70 kg/m ³		
	Pedra	1074 kg/m ³	30,2MPa	
	Água	250,50 kg/m ³		
35MPa	Cimento	503 kg/m ³	45,5MPa	
	Areia	613,66 kg/m ³		
	Pedra	910,43 kg/m ³	47,5MPa	
	Água	251,50 kg/m ³		
50Mpa				

Tabela 5.1 – Traço dos concretos e resistências obtidas aos 28 dias

Os resultados dos ensaios de compressão axial dos corpos de prova das duas primeiras séries foram:

Concreto	35MPa		50Mpa	
	CP1	CP2	CP1	CP2
Alvo				
1º Série	49,2MPa	43,3MPa	57,2MPa	55,2MPa
2º Série	49,5MPa	50,5MPa	55MPa	53MPa

Tabela 5.2 – Resultados dos ensaios de compressão axial

Como os resultados obtidos não foram satisfatórios, utilizou-se o *Método de Dosagem IPT* para se obter novos traços. Fez-se os ensaios de compressão axial desses traços aos 7 dias. Os traços utilizados e os resultados se encontram a seguir na Tabela 5.3:

Resultado dos Ensaio das Resistências dos Concretos			
Concreto Alvo	Traço		Resistência aos 7 dias
35MPa	Cimento	303 kg/m ³	15,7MPa
	Areia	805,98 kg/m ³	
	Pedra	909 kg/m ³	15,3MPa
	Água	251,49 kg/m ³	
50Mpa	Cimento	401 kg/m ³	20,9MPa
	Areia	709,77 kg/m ³	
	Pedra	910,27 kg/m ³	20,5MPa
	Água	252,63 kg/m ³	

Tabela 5.3 – Traço dos concretos e resistências obtidas aos 7 dias

Como a relação entre as resistências era de 1,33, próxima do 1,4 desejado, prosseguiu-se com a execução da terceira série com esses traços. Os resultados obtidos nos corpos de prova na data da ruptura dos modelos foram:

Concreto Alvo	35MPa		50Mpa	
	CP1	CP2	CP1	CP2
3º Série	32,2MPa	31,5MPa	40,7MPa	40MPa

Tabela 5.4 – Resultados dos ensaio de compressão axial

Para a quarta série foram novamente revistos os traços, na Tabela 5.5, para os que se seguem abaixo de modo que a resistência se aproximasse mais dos 35MPa e 50MPa desejados, assim como a relação para 1,4.

Resultado dos Ensaios das Resistências dos Concretos			
Concreto Alvo	Traço		Resistência aos 7 dias
35MPa	Cimento	337 kg/m³	25,4MPa
	Areia	873 kg/m³	
	Pedra	913 kg/m³	23,5MPa
	Água	199 kg/m³	
50MPa	Cimento	487 kg/m³	33,5MPa
	Areia	765 kg/m³	
	Pedra	945 kg/m³	32,0MPa
	Água	214 kg/m³	

Tabela 5.5 – Traço dos concretos e resistências obtidas aos 7 dias

Com isso os resultados obtidos nos corpos de prova no dia do ensaio da 4ª série foram:

Concreto	35MPa		50Mpa	
	CP1	CP2	CP1	CP2
Alvo				
4º Série	37,4MPa	36,8MPa	54,5MPa	50,1MPa

Tabela 5.6 – Resultados dos ensaios de compressão axial

5.2 AÇO

As barras de aço utilizadas nos modelos foram de 4,2mm, menor medida comercial encontrada, CA-60. Foram adquiridas em dois lotes e cada um deles foi ensaiado à tração. Os resultados obtidos foram 6,413tf/cm² no primeiro lote e 7,456tf/cm² no segundo lote, confirmando que eles são CA-60. Abaixo segue o resultado do ensaio de tração.

6 MODELOS REDUZIDOS - ENSAIOS EM LABORATÓRIO

Foram ensaiados em laboratório quatro séries de modelos. Cada série foi compreendida por um modelo mais confinado (1.2, 2.2, 3.2 e 4.2), um modelo menos confinado (1.1, 2.1, 3.1 e 4.1) e por um modelo com o pilar sem laje e vigas (1.0, 2.0, 3.0 e 4.0) para ser utilizado como referência na análise do ganho de resistência dado pela presença de pilares e vigas. Todos os modelos apresentaram variação de concreto ao longo da sua altura, tendo sido utilizado o traço de 50MPa na parte inferior e na parte superior e 35MPa no meio da altura (Figura 10).

Figura 10 – Distribuição dos concretos ao longo de suas alturas

A execução dos modelos se deu da mesma maneira nas quatro séries. A fim de se reduzir a quantidade de corpos de prova para caracterização do material, utilizou-se uma betonada de 50MPa e uma de 35MPa para cada série. Sendo assim, foram moldados três corpos de prova em cada betonada para rompimento na mesma data do rompimento dos modelos, caracterizando-se o material presente no dia da ruptura. Dois corpos de prova foram utilizados para ensaio de compressão axial e um corpo de prova para ensaio de módulo de elasticidade e compressão diametral (ensaio de Lobo Carneiro).

6.1 POSICIONAMENTO DOS EXTENSÔMETROS DAS ARMAÇÕES

No monitoramento das armaduras, utilizou-se extensômetros KYOWA KFG-2-120-C1-11 em algumas barras das armações de lajes, vigas e pilares, levando-se em conta a executabilidade e influência da região para o confinamento. Em todos os pilares, utilizou-se um gage em cada barra dos cantos, os quais foram nomeados E1, E2, E3 e E4. No modelo 0 – de pilar sem lajes e vigas – adotou-se a meia altura do pilar como local para o posicionamento desses extensômetros. Nos modelos em que havia lajes e vigas, por dificuldade de posicionamento dos extensômetros nessa posição, devido ao cruzamento das armaduras, eles foram posicionados logo acima da face superior da laje. A numeração deles foi feita conforme apresentado na Figura 11.

Figura 11 – Distribuição dos extensômetros nos pilares

A disposição dos extensômetros nas lajes e vigas dos modelos com uma viga e duas vigas segue os esquemas apresentados nas Figuras 12 e 13 abaixo, respectivamente.

Figura 12 – Distribuição dos extensômetros nas lajes e vigas dos modelos 1

Figura 13 – Distribuição dos extensômetros nas lajes e vigas dos modelos 2

6.2 CONCRETAGEM DOS MODELOS

Por conta do formato dos modelos a serem ensaiados, foi necessário concretá-los na vertical. Tendo em vista as dimensões e densidade de armaduras, foi utilizada a mesa vibratória para adensamento do concreto, porque não seria possível utilizar um vibrador de agulha.

Iniciou-se o processo de concretagem pela mistura do concreto do pilar. Enquanto o material era misturado na betoneira 1, deu-se início à mistura do concreto do pavimento. Ao término do preparo dos concretos, deu-se a moldagem dos modelos. Esse processo foi dividido em três etapas.

A primeira etapa de concretagem consistiu-se na moldagem do primeiro segmento dos três modelos na mesa vibratória. Inicialmente era executado o modelo mais confinado (modelo 2), em seguida trocava-se para o menos confinado (modelo 1) e, por último, era concretada a primeira parte do modelo sem viga e laje (modelo 0). Ao término da concretagem da primeira parte, foi dado seguimento à concretagem do trecho médio dos modelos, utilizando o concreto do pavimento. A sequência de execução foi a mesma da primeira etapa. Na última etapa concretou-se o terceiro trecho dos modelos, novamente seguindo o mesmo procedimento.

Como o processo de concretagem não gastou mais do que três horas, não houve necessidade de se fazer mais que uma betonada para cada traço de concreto.

Após o término do processo, os modelos foram acondicionados em local apropriado por vinte e quatro horas até a desforma e, a partir de então, acondicionados em câmara úmida até a data da ruptura.

Figura 14 – Modelos prontos para concretagem

Figura 15 – Detalhe das armações e cabos para leitura dos *strain gages*

Figura 16 – Moldagem na mesa vibratória

Figura 17 – Modelos concretados

6.3 RUPTURA DOS MODELOS

Os ensaios de ruptura se deram nos dias:

- primeira série - 19 de julho de 2012;
- segunda série - 9 de agosto de 2012;
- terceira série - 22 de outubro de 2012;
- quarta série – 20 de março de 2013.

Observa-se que houve uma defasagem de tempo maior entre a segunda e a terceira séries em relação à primeira e segunda séries, devido ao reestudo do traço. Como os resultados obtidos nas rupturas das três primeiras séries não foram satisfatórios, optou-se por fazer mais uma série de modelos, não prevista no planejamento inicial.

As rupturas dos modelos foram feitas na Prensa Losenhausen para 60tf e as leituras dos *strain gages* foram feitas utilizando o Lynx ADS0500 com uma célula de carga em série para aquisição da força, pois a prensa não possui saída para leitura da força pelo ADS.

As leituras foram feitas pelo programa Lynx AqDados 7.2 e a interpretação dos dados pelo Lynx AqAnálisis.

Para velocidade de carregamento, se adotou a mesma relação MPa/s dos corpos de provas, conforme definido na NBR-5739.

Figura 18 – Modelos e corpos de provas prontos para ensaio

Figura 19 – Ensaio pronto para ser executado

Figura 20 – *Strain gages* e célula de carga conectados no Lynx ADS0500 para leitura dos dados

6.4 ENSAIO DE RUPTURA

Vinte e quatro horas antes da execução dos ensaios os corpos de prova foram retirados da câmara úmida e deixados na temperatura e umidade ambientes. Por limitações da fresadora, na primeira série de ensaios os modelos reduzidos foram capeados com mistura de enxofre pelo Laboratório de Concreto do IPT e os corpos de prova foram retificados no Laboratório da Escola Politécnica. Para as segunda e terceira séries, foi preparada uma base para a máquina de fresagem, possibilitando que os modelos fossem retificados como os corpos de prova.

6.4.1 Ensaios de compressão axial (CPs de caracterização)

Para obtenção das resistências à compressão dos corpos de prova que caracterizavam os concretos utilizados nos modelos reduzidos, seguiu-se os procedimentos da NBR 5739. Os resultados se encontram na Tabela 6.1.

Resultado dos Ensaios das Resistências à Compressão dos Concretos		
	CP	Resistência na data da ruptura dos modelos
Série 1	CP1-Pavimento	49,3Mpa
	CP2-Pavimento	43,3Mpa
	CP1-Pilar	57,2Mpa
	CP2-Pilar	55,2Mpa
Série 2	CP1-Pavimento	50,5Mpa
	CP2-Pavimento	49,5Mpa
	CP1-Pilar	55,0Mpa
	CP2-Pilar	53,0Mpa
Série 3	CP1-Pavimento	32,2Mpa
	CP2-Pavimento	31,5Mpa
	CP1-Pilar	40,7Mpa
	CP2-Pilar	40,0Mpa
Série 4	CP1-Pavimento	37,4MPa
	CP2-Pavimento	36,8MPa
	CP1-Pilar	54,5MPa
	CP2-Pilar	50,1MPa

Tabela 6.1 – Resistências obtidas nos ensaios de compressão axial dos corpos de prova de caracterização

Figura 21 – Corpos de prova de caracterização rompidos

6.4.2 Ensaios de esclerometria

Por se ter valores muito próximos nas resistências dos corpos de prova de caracterização, fez-se ensaios de esclerometria após a ruptura na primeira série e antes da ruptura na segunda série, para confirmar os resultados dos CPs. Os modelos foram fixados para minimizar os efeitos parasitas eventualmente decorrentes de vibrações, os quais poderiam vir a influenciar negativamente nos resultados obtidos. Os resultados encontram-se na Tabela 6.2.

Resultado dos Ensaio das Resistências dos Concretos							
	Modelo	Local	Min.	Máx.	S	Média	Resistência
Série 1	Sem confinamento	Trecho inferior	27	29	1,2	28,3	17,2MPa
		Trecho médio	21	27	3,1	23,7	12,0MPa
	Menos confinado	Trecho inferior	22	26	2,1	24,3	12,7MPa
		Trecho médio	21	37	8,2	30	19,2MPa
		Lajes	17	28	6,1	21	9,1 MPa
	Mais confinado	Trecho inferior	23	30	3,6	27	15,7MPa
		Trecho médio	32	46	6,8	37,3	28,7MPa
		Lajes	15	19	2	17	-
Série 2	Sem confinamento	Trecho inferior	21	28	3,5	24,7	13,0MPa
		Trecho médio	19	29	5,0	23,7	12MPa
		Trecho superior	25	28	1,7	26	14,5MPa
	Menos confinado	Trecho inferior	29	35	3,2	31,3	20,9MPa
		Trecho médio	34	36	1,2	34,7	25,1MPa
		Trecho superior	22	24	1,0	23	11,2MPa
	Mais confinado	Trecho inferior	30	39	4,6	35	25,6MPa
		Trecho médio	39	44	2,5	41,7	34,9MPa
		Trecho superior	30	39	4,7	33,7	23,8MPa

Tabela 6.2 – Resultados obtidos das esclerometrias

6.4.3 Ensaios do módulo de elasticidade

Seguindo a NBR 8522/2008, aplicou-se três ciclos sucessivos de carga e descarga entre os limites de 0,5MPa e 30% da resistência à compressão prevista. Os carregamentos e descarregamentos foram feitos à velocidade de $(0,45 \pm 0,15)$ MPa/s. Ao final do último descarregamento, se efetuou uma pausa de 60 segundos com tensão constante. Após todas as leituras de deformação feitas, se efetuou o ensaio de Lobo Carneiro nos corpos de prova. As medidas obtidas pelos *clip gages* estão apresentados na Tabela 6.3.

Resultado dos Ensaios das Resistências dos Concretos			
	CP	Deformação específica média na tensão básica	Deformação específica média na tensão maior
Série 1	CP-Pavimento	0,00525mm	0,06mm
	CP-Pilar	0,0055mm	0,058mm
Série 2	CP-Pavimento	0,00625mm	0,0587mm
	CP-Pilar	0,0075mm	0,0525mm
Série 3	CP-Pavimento	0,00215mm	0,0585mm
	CP-Pilar	0,00357mm	0,0542mm
Série 4	CP-Pavimento	0,00325mm	0,06175mm
	CP-Pilar	0,0030mm	0,056mm

Tabela 6.3 – Medidas de deformação dos corpos-de-prova de caracterização

Aplicando a metodologia da norma para a obtenção dos módulos de elasticidade, através da fórmula:

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \times 10^{-3}$$

Onde:

σ_a : tensão básica, em megapascals (0,5MPa);

σ_b : tensão maior, em megapascals (0,3 fc);

ϵ_a : deformação média dos corpos de prova ensaiados sob a tensão básica;

ϵ_b : deformação média dos corpos de prova ensaiados sob a tensão maior.

Os resultados obtidos do módulo de elasticidade para cada concreto se encontram Tabela 6.4.

	CP	Módulo de Elasticidade
Série 1	CP-Pavimento	24,46 GPa
	CP-Pilar	35,07 GPa
Série 2	CP-Pavimento	19,07 GPa
	CP-Pilar	34,89 GPa
Série 3	CP-Pavimento	15,97 GPa
	CP-Pilar	23,13 GPa
Série 4	CP-Pavimento	18,02 GPa
	CP-Pilar	29,91 GPa

Tabela 6.4 – Módulo de elasticidade dos CPs de caracterização

6.4.4 Ensaios de determinação à tração por compressão diametral

De acordo com a NBR 7222:2011, se executou o ensaio de determinação da resistência à tração por compressão diametral. Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 6.5.

Resultado dos Ensaios das Resistências à Tração dos Concretos		
	CP	Força obtida
Série 1	CP-Pavimento	10,42tf
	CP-Pilar	-
Série 2	CP-Pavimento	10,8tf
	CP-Pilar	12,5tf
Série 3	CP-Pavimento	6,7tf
	CP-Pilar	8,78tf
Série 4	CP-Pavimento	13tf
	CP-Pilar	17,5tf

Tabela 6.5 – Forças obtidas nos ensaios de tração por compressão diametral

Por falha no ensaio, não houve concreto suficiente para moldagem do terceiro corpo de prova para o concreto do pilar da primeira série. Por esse motivo, o ensaio de tração por compressão diametral não foi executado para essa betonada.

6.4.5 Resultados obtidos na ruptura dos modelos em escala reduzida

As forças de compressão obtidas nos modelos em escala reduzida estão indicadas na Tabela 6.6.

Resultados das Rupturas dos Modelos Reduzidos						
	Modelo	Força Obtida	Tensão média no Pilar na Ruptura	Tensão nos CPs de Caracterização		
				Pavimento	Pilar	Relação entre as resistências
Série 1	1.0	22,9tf	37,1MPa	49,3MPa 43,3MPa	57,2MPa 55,2MPa	1,16
	1.1	19,1tf	31,0MPa			
	1.2	20,0tf	32,4MPa			
Série 2	2.0	21,3tf	34,5MPa	50,5MPa 49,5MPa	55,0MPa 53,0MPa	1,08
	2.1	14,7tf	23,8MPa			
	2.2	15,3tf	24,8MPa			
Série 3	3.0	15,9tf	25,8MPa	32,2MPa 31,5MPa	40,7MPa 40,0MPa	1,26
	3.1	16,3tf	26,4MPa			
	3.2	18,5tf	30,0MPa			
Série 4	4.0	18,8tf	29,2MPa	37,4MPa 36,8MPa	54,5MPa 50,0MPa	1,45
	4.1	19,8tf	30,8MPa			
	4.2	21,3tf	33,1MPa			

Tabela 6.6 – Resultados dos ensaios de compressão dos modelos em escala reduzida

Observa-se que as tensões de ruptura dos modelos sempre se mostraram abaixo das tensões de ruptura dos corpos de prova com concreto de menor resistência. Ou seja, o conjunto não chegou a atingir a tensão do concreto de menor resistência presente no modelo. Esses resultados sugerem que não há confinamento ou algum outro fenômeno interferiu no comportamento do modelo.

As deformações lidas durante os ensaios e os gráficos de aplicação das forças estão apresentados no Anexo B. De modo geral, os resultados foram obtidos conforme apresentados abaixo, em que se usamos como exemplo os resultados do modelo 2 da série 3.

A evolução do carregamento axial no modelo em função do tempo é apresentado como no Gráfico 7.1. Nesse ensaio o carregamento inicia-se em 4,2s e nota-se a acomodação das placas da prensa até aproximadamente 10s, a partir de então a carga cresce de forma praticamente constante, sendo que a não linearidade observada na velocidade de carregamento deve-se ao fato da prensa utilizada ter comando manual. A ruptura ocorreu por volta de 105s com o valor de 18,5tf, lidos na prensa e na célula de carga.

Gráfico 6.1– Evolução da força no modelo 2 da 3ª série

Simultaneamente registravam-se as leituras de quatro extensômetros no pilar, outros quatro nas vigas e três nas lajes. Os resultados obtidos são apresentados nos gráficos abaixo 7.2 (pilar), 7.3 (viga) e 7.4 (laje). No gráfico do pilar (E3), se observa que a compressão na barra era concomitante ao carregamento do modelo, porém com crescimento não linear, mas com pico de tensão concordante com a ruptura do conjunto. Os resultados dos demais extensômetros dos pilares foram equivalentes, no entanto com valores ligeiramente inferiores ao do E3. Os resultados dos valores obtidos nos extensômetros dos pilares estão apresentados na Tabela 6.7.

Máxima Deformação Lida nos Extensômetros dos Pilares		
Extensômetro	Deformação ($\mu\text{m/m}$)	Força (kN)
E1	$-3,23.10^3$	-9,356
E2	$-3,22.10^3$	-9,330
E3	$-3,24.10^3$	-9,397
E4	$-3,23.10^3$	-9,348

Tabela 6.7 – Máxima deformação lida nos extensômetros dos pilares

Gráfico 6.2 – Deformações no extensômetro E3 (pilar) do modelo 2 da 3ª série

Nos casos das vigas e lajes (Figuras 22 e 23), foram registrados alongamentos ao contrário do observado nos pilares. A solicitação de tração correspondente nas armaduras não se deu logo no início do carregamento, somente notando-se leituras significativas por volta de 70s, mas seu pico foi notado na ruptura, assim como o acontecido nos extensômetros de pilar.

Gráfico 6.3 – Deformações no extensômetro E7 (viga) do modelo 2 da 3ª série

Gráfico 6.4 – Deformações no extensômetro E10 (laje) do modelo 2 da 3ª série

Gráfico 6.5– Evolução da força e dos extensômetros E3, E7 e E10 no modelo 2 da 3ª série

Como anteriormente dito, os resultados de todos os ensaios, incluindo os carregamentos aplicados e as correspondentes deformações nos extensômetros de pilar, viga e laje estão apresentados detalhadamente no Anexo B desse trabalho.

Com base nas leituras das deformações específicas feitas durante os ensaios, aplicou-se a lei de Hooke ($\sigma = E \cdot \epsilon$) para se obter a tensão na barra e sabendo que a área da barra de aço é de $0,14\text{cm}^2$ e o módulo de elasticidade do aço é de 210GPa , as forças obtidas nas barras foram de $-9,397\text{kN}$ no extensômetro do pilar, $3,985\text{kN}$ no extensômetro da viga e $7,38\text{kN}$ no extensômetro da laje. Os baixos valores lidos nos extensômetros das vigas e lajes indicam que essas armações foram pouco solicitadas, o que nos sugere que o pavimento não está atuando de forma a confinar o pilar. Foram escolhidos esses extensômetros como representativos, porque eles foram os mais solicitados entre os extensômetros dos pilares das lajes e das vigas. De outra parte, todas as rupturas foram registradas fotograficamente, como se apresenta a seguir da Figura 22 à 33.

Figura 22 – Modelo 1.0 rompido

Modelo 1.0: a ruptura foi observada no topo do pilar, junto à rótula da prensa, indicando um comportamento não esperado, mesmo se não houvesse variação de resistência do concreto; de fato esperava-se ruptura à meia altura do pilar.

Figura 23 – Modelo 1.1 rompido

Modelo 1.1: a ruptura foi observada no lance do pilar logo acima da laje, em posição não esperada. A princípio supunha-se que ela ocorreria na região onde havia o concreto de menor resistência no pilar. Deve ter contribuído para esse resultado a diferença de resistência bastante pequena entre os dois concretos, mas um melhor entendimento só veio com a análise pelos modelos em elementos finitos, quando se percebeu que há concentração de tensão nos cantos da seção, nessa região.

Esse padrão se repetiu em todos os modelos dotados de duas vigas ortogonais entre si. Foi notado também no caso do modelo 2.1, que só tinha uma viga.

Figura 24 – Modelo 1.2 rompido

Modelo 1.2: igualmente ao caso anterior, aqui também a ruptura foi observada no lance do pilar logo acima da laje, em posição não esperada. A princípio supunha-se que ela ocorreria na região onde havia o concreto de menor resistência no pilar. Deve ter contribuído para esse resultado a diferença de resistência bastante pequena entre os dois concretos, mas um melhor entendimento só veio com a análise pelos modelos em elementos finitos, quando se percebeu que há concentração de tensão nos canto da seção, nessa região.

Cabe salientar que os modelos 1.1 e 1.2 foram ensaiados invertidos (“de cabeça para baixo”), pois dessa maneira eles apresentavam maior verticalidade, em função do capeamento.

Figura 25 – Modelo 2.0 rompido

Modelo 2.0: assim como no caso 1.0, aqui também a ruptura foi observada no topo do pilar, junto à rótula da prensa, indicando um comportamento não esperado, mesmo se não houvesse variação de resistência do concreto. De fato a ruptura normalmente acontece à meia altura do pilar.

Figura 26 – Modelo 2.1 rompido

Modelo 2.1: assim como nos casos 1.1 e 1.2, aqui também a ruptura foi observada no lance do pilar logo acima da laje, em posição não esperada. A princípio supunha-se que ela ocorreria no pilar, na região onde havia o concreto de menor resistência. Deve ter contribuído para esse resultado a diferença de resistência bastante pequena entre os dois concretos, mas um melhor entendimento só veio com a análise pelos modelos em elementos finitos, quando se percebeu que há concentração de tensão nos cantos da seção, nessa região.

Figura 27 – Modelo 2.2 rompido

Modelo 2.2: similarmente aos casos 1.1 e 1.2, aqui também a ruptura foi observada no lance do pilar logo acima da laje, em posição não esperada. A princípio supunha-se que ela ocorreria no pilar na região onde havia o concreto de menor resistência. Deve ter contribuído para esse resultado, a diferença de resistência bastante pequena entre os dois concretos, mas um melhor entendimento só veio com a análise pelos modelos em elementos finitos, quando se percebeu que há concentração de tensão nos cantos da seção, nessa região.

Figura 28 – Modelo 3.0 rompido

Modelo 3.0: esse modelo apresentou um comportamento dentro do inicialmente esperado, ou seja, a ruptura ocorreu a meia altura do pilar na região de concreto menos resistente. Porém, o CP menos resistente dessa série apresentou uma resistência de 31,5MPa e a ruptura desse modelo se deu com uma tensão de 25,8MPa.

Figura 29 – Modelo 3.1 rompido

Modelo 3.1: esse modelo apresentou um comportamento dentro do inicialmente esperado, ou seja, a ruptura ocorreu na região do pilar onde havia concreto de menor resistência numa região não confinada. Isso indicou que o modelo estrutural proposto não apresenta capacidade de confinamento. Porém, o CP menos resistente dessa série apresentou uma resistência de 31,5MPa e a ruptura desse modelo se deu com uma tensão de 26,4MPa.

Figura 30 – Modelo 3.2 rompido

Modelo 3.2: assim como nos casos 1.1, 1.2, 2.1 e 2.2, aqui também a ruptura foi observada no lance do pilar logo acima da laje, em posição não esperada, a princípio. Deve ter contribuído para esse resultado, a diferença de resistência menor que a relação de 1,4 esperada entre os dois concretos, mas um melhor entendimento só veio com a análise pelos modelos em elementos finitos, quando se percebeu que há concentração de tensão nos cantos da seção, nessa região.

Figura 31 – Modelo 4.0 rompido

Modelo 4.0: esse modelo, como o caso 3.0, apresentou um comportamento dentro do inicialmente esperado, ou seja, a ruptura ocorreu a meia altura do pilar na região de concreto menos resistente. Porém, o CP menos resistente dessa série apresentou uma resistência de 36,8MPa e a ruptura desse modelo se deu com uma tensão de 29,2MPa.

Figura 32 – Modelo 4.1 rompido

Modelo 4.1: esse modelo, como o 3.1, apresentou um comportamento dentro do inicialmente esperado, ou seja, a ruptura ocorreu na região do pilar onde havia concreto de menor resistência numa região não confinada. Isso indicou que o modelo estrutural proposto não apresenta capacidade de confinamento. Porém, o CP menos resistente dessa série apresentou uma resistência de 36,8MPa e a ruptura desse modelo se deu com uma tensão de 30,8MPa.

Da mesma maneira que os modelos 1.1 e 1.2, esse modelo foi ensaiado de “cabeça para baixo” tendo em vista a melhor verticalidade que assim se conseguia.

Figura 33 – Modelo 4.2 rompido

Modelo 4.2: assim como nos casos 1.1, 1.2, 2.1, 2.2 e 3.2, aqui também a ruptura foi observada no lance do pilar logo acima da laje, em posição não esperada. A princípio supunha-se que ela ocorreria no pilar na região onde havia o concreto de menor resistência. Um melhor entendimento só veio a partir da análise pelos modelos em elementos finitos, quando se percebeu que há concentração de tensão nos cantos da seção, nessa região. A esperada uniformização de tensão por adaptação plástica também não ocorreu integralmente e a ruptura sobreveio em local e valores diferentes e menores que os esperados, sendo que o CP menos resistentes dessa série apresentou uma resistência de 36,8MPa e a ruptura desse modelo se deu com uma tensão de 33,1MPa.

7 RESULTADOS OBTIDOS PELO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

Montou-se cinco modelos em elementos finitos no programa SAP 2000 para comparar os resultados obtidos no laboratório com as distribuições de tensões apresentadas pelo programa no regime elástico-linear e analisar casos que não foram ensaiados. Adotou-se o modelo de sólidos e realizou-se um estudo de malha. Para simular a placa da prensa, optou-se por restringir o deslocamento na direção vertical (z) e em dois pontos na direção horizontal (os dois pontos estão numa reta paralela a x e um foi fixado em x e y e o outro em y), de modo que o modelo tivesse uma vinculação isostático. Aplicou-se a carga por nó, resultando em uma tensão de 50MPa em cada nó.

Assim como nos modelos estudados em laboratório, adotou-se $f_{cp}=50\text{MPa}$ nos lances dos pilares e $f_{cp}=35\text{MPa}$ na região onde há intersecção com os elementos do pavimento. O módulo de elasticidade adotado para cada concreto foi de $E_p=33,7\text{GPa}$ e $E_l=28,2\text{GPa}$ e coeficiente de Poisson foi adotado como sendo $\nu_p=\nu_l=0,2$.

No primeiro modelo, optou-se por fazer o pilar isolado variando as resistências ao longo da altura, nos mesmos moldes dos ensaiados em laboratório (Figura 34).

Figura 34 – Modelo 1 em elementos finitos do pilar sem laje e vigas

No segundo acrescentou-se uma laje, de espessura fina, como no modelos ensaiados em laboratório, porém sem reduzir a altura do pilar onde foi usado o concreto de menor resistência (Figura 35).

Figura 35 – Modelo 2 em elementos finitos do pilar, somente envolto por laje

Na terceira e quarta simulações, acrescentou-se um viga paralela à menor face (Figura 36) do pilar e à maior face (Figura 37), respectivamente. O terceiro modelo igual aos modelos tipo 1 ensaiados no laboratório.

Figura 36 – Modelo 3 em elementos finitos do pilar com laje e viga paralela à direção de menor inércia do pilar

Figura 37 – Modelo 4 em elementos finitos do pilar com laje e viga paralela à direção de maior inércia do pilar

Da mesma forma, a quinta simulação segue o esquema dos modelos tipo 2 ensaiado no laboratório, com laje e duas vigas, uma paralela a cada face do pilar (Figura 38).

Figura 38 – Modelo 5 em elementos finitos do pilar com duas vigas ortogonais às faces do pilar

Para análise das tensões presentes nos pilares, adotou-se a escala de cor definida a seguir, com o limite superior (roxo) sendo de 50MPa e o limite inferior sendo 35MPa (azul) (Figura 39).

Figura 39 – Escala de cor utilizada para análise das tensões presentes nos pilares

No pilar isolado, houve uma variabilidade aproximada de 1MPa nos resultados da tensão de compressão (σ_{cp33}), o que representa 2% na região da interface dos diferentes concretos e 5% próximo da base, em que foi necessário utilizar apoios articulados (Figura 40).

Figura 40 – Modelo 1 – Distribuição de tensões no pilar

Nos modelos onde há lajes e vigas, nota-se uma maior concentração de tensão na ligação pilar x pavimento, indicando a presença de espraçamento de carga nesses elementos. Essas características são observadas nos resultados apresentados nas figuras a seguir. Quando o pilar é envolto somente por laje, a distribuição de tensão segue um padrão mais uniforme (Figura 41).

Figura 41 – Modelo 2 – Distribuição de tensões no pilar

A introdução de uma viga paralela à menor inércia induz um aumento de tensão nas bordas do pilar devido ao espraçamento da carga pela seção da viga (Figura 42).

Figura 42 – Modelo 3 – Distribuição de tensões no pilar

Esse fenômeno é amplificado quando a viga é posicionada paralela à maior inércia (Figura 43)

Figura 43 – Modelo 4 – Distribuição de tensões no pilar

O pior caso de concentração de tensão nas bordas do pilar acontece quando há o posicionamento de vigas nas duas direções ortogonais do pilar (Figura 44).

Figura 44 – Modelo 5 – Distribuição de tensões no pilar

Por outro lado, à medida que se acrescentam vigas ao pavimento, e principalmente quando há viga na direção paralela ao maior lado do pilar, as concentrações de tensões aumentam. Para melhor visualização desse fenômeno, abaixo estão imagens feitas a partir de um corte no eixo do pilar paralelo à sua maior direção (Figura 45).

Figura 45 – Distribuição de tensões no pilar na sua altura a partir de um corte no eixo paralelo à sua maior direção

a) Modelo 1 - pilar envolto somente por laje; b) Modelo 2 - pilar com viga paralela a direção de menor inércia; c) Modelo 3 – pilar com viga paralela à direção de maior inércia do pilar; d) Modelo 4 – pilar com duas vigas ortogonais ao pilar.

A tensão no nó onde o pilar cruza com a laje diminui com a inclusão das vigas, sendo ela menor quando a viga está paralela ao maior lado do pilar. Na presença de duas vigas, se obtêm a menor tensão no nó. A Tabela 7.1 mostra as tensões obtidas nos nós:

Tensões no pilar σ_{c33} (MPa)	Posição					
	Sobre a laje			Centro do nó		
	$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$	$\sigma_{\text{média}}$	$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$	$\sigma_{\text{média}}$
Modelo 1	-50,2	-49,2	-49,2	-49,3	-48,8	-49,0
Modelo 2	-75,3	-39,1	-49,2	-49,4	-48,1	-49,0
Modelo 3	-99,2	-35,0	-49,3	-55,0	-29,7	-46,0
Modelo 4	-104,0	-38,0	-49,4	-49,5	-24,5	-40,5
Modelo 5	-111,0	-36,0	-49,5	-44,5	-23,5	-38,3

Tabela 7.1 – Tensões obtidas nos nós por MEF

Para poder observar a distribuição de tensões na seção do pilar na intersecção com pavimento, foi feito um corte na metade da laje (Figura 46), paralelo à seção do pilar, e outro na metade da viga (Figura 47), também paralelo à seção do pilar.

Figura 46 – Distribuição de tensões no pilar na sua seção a partir de um corte feito a meia altura da laje

a) Modelo 1 - pilar envolto somente por laje; b) Modelo 2 - pilar com viga paralela a direção de menor inércia; c) Modelo 3 – pilar com viga paralela à direção de maior inércia do pilar; d) Modelo 4 – pilar com duas vigas ortogonais ao pilar.

Figura 47 – Distribuição de tensões no pilar na sua seção a partir de um corte feito a meia altura da viga

a) Modelo 2 – pilar com viga paralela a direção de menor inércia; b) Modelo 3 – pilar com viga paralela à direção de maior inércia do pilar; c) Modelo 4 – pilar com duas vigas ortogonais ao pilar.

Para análise das tensões presentes nas lajes devido ao espraio da carga na ligação pilar x laje, alterou-se a escala para que as tensões de tração pudessem ser analisadas. A cor roxa representa as máximas tensões de compressão e a azul, as máximas tensões de tração (Figura 48).

Figura 48 – Escala de tensões adotada na análise do espraio de carga na ligação pilar x laje

As maiores tensões observadas nas lajes ocorreram no modelo 5 (que apresenta duas vigas ortogonais) com valores na ordem de 12MPa, conforme mostra a Tabela 7.2 e as imagens abaixo (Figura 49).

Tensões na laje (MPa)	$\sigma_{11,m\acute{a}x}$	$\sigma_{22,m\acute{a}x}$	$\sigma_{33,m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{a}x}$
Modelo 2	5,7	5,5	5,9	5,9
Modelo 3	10,0	9,6	7,5	10,0
Modelo 4	10,7	7,0	6,4	10,7
Modelo 5	12,3	10,4	7,3	12,3

Tabela 7.2 – Maiores tensões observadas nas lajes

Figura 49 – Distribuição de tensões na laje circundante

a) Modelo 1 – pilar envolto somente por laje; b) Modelo 2 – pilar com viga paralela a direção de menor inércia; c) Modelo 3 – pilar com viga paralela à direção de maior inércia do pilar; d) Modelo 4 – pilar com duas vigas ortogonais ao pilar.

8 CONCLUSÃO

Este projeto iniciou-se a partir de outras duas dissertações apresentadas por Santos (2004) e Caporrino (2006), ambas orientadas pelo Prof. Dr. Fernando Rebouças Stucchi. Com base nos resultados apresentados nesses trabalhos, mudou-se a seção do pilar para retangular, assim como os elementos confinantes, no intuito de evoluir os estudos na direção de um esquema estrutural mais representativo das estruturas usuais no Brasil. Não foi adicionado carregamento nas vigas e lajes para não dificultar a execução dos ensaios de compressão axial dos modelos antes de se ter o pleno conhecimento do fenômeno de confinamento presente nessa situação e também de não se correr o risco de ter a real compreensão da mecânica do fenômeno mascarada por efeitos secundários.

No início deste trabalho, planejou-se fazer três séries de três modelos em escala reduzida para estudar o nível de confinamento proveniente dos dois esquemas estruturais considerados representativos das estruturas usuais brasileiras:

- pilar com uma viga paralela ao seu lado de menor inércia e lajes circundantes;
- pilar com duas vigas ortogonais ao seu lado e lajes circundantes.

Paralelamente aos ensaios em laboratório, modelou-se em elementos finitos os mesmos modelos estudados em laboratório e outros dois que não foram executados no laboratório:

- pilar sem viga com laje circundante de espessura menor que a região do pilar com concreto de menor resistência;
- pilar com viga paralela ao seu lado de maior inércia e lajes circundantes.

Nas duas primeiras séries deparou-se com rupturas em locais não esperados: 1) no cantos dos pilares, logo acima das lajes, logo na região de concreto mais resistente, nos modelos que eram circundados por vigas e lajes; 2) na cabeça dos pilares, junto à rótula da prensa, portanto também na região de concreto mais resistente, nos modelos nos quais não havia vigas e lajes.

Inicialmente, esperava-se que as rupturas se dessem na região do pilar com concreto de menor resistência e onde não havia elementos confinantes. Nessas duas séries, os resultados dos ensaios de compressão axial nos corpos de prova, para confirmação dos materiais usados, foram muito próximos, com relações de 1,16 e 1,09, respectivamente, apesar de os ensaios de traços, feitos anteriormente à execução dos modelos reduzidos, terem apresentado relação de 1,57 entre os concretos. Salienta-se que os ensaios de resistência dos traços foram executados

aos 28 dias enquanto nos ensaios dos modelos utilizou-se concreto moldado há mais tempo. De fato, por problemas com a disponibilidade dos equipamentos do laboratório da Escola Politécnica, os ensaios dos concretos dos modelos só foram executados 55 e 44 dias após a moldagem das duas primeiras séries, respectivamente. É possível discutir se o tempo de cura tenha influenciado as resistências finais consideradas.

É também possível se discutir ter havido erros de moldagem em algumas séries de modelos, com inversão de concreto de maior resistência com os de menor resistência e vice-versa. Sobre essa possibilidade podemos salientar três pontos:

- 1) Observando-se a Tabela 6.1, onde são mostrados os resultados dos ensaios de resistências à compressão dos concretos, vê-se que as resistências dos concretos denominados 50MPa tiveram valores sempre superiores às dos concretos denominados 35MPa. Isso parece indicar que não houve inversão dos traços na execução dos concretos utilizados nos pilares e lajes dos ensaios e, sim, possivelmente, problemas de acerto dos traços entre as fases de ensaio de resistência e ensaio dos modelos.
- 2) Ainda contrário à possibilidade de inversão dos concretos de maior e menor resistência na confecção dos modelos ensaiados, existe o fato de que os volumes envolvidos eram muito diferentes: maiores nos concretos menos resistentes e menores nos mais resistentes. Na eventualidade da inversão dos concretos, haveria sobra do concreto de menor resistência e falta do de maior resistência. Isso não ocorreu nenhuma vez.
- 3) Os ensaios de esclerometria executados para comprovação dos concretos nos diversos modelos utilizados das duas primeiras séries apresentaram resultados que, infelizmente, não foram conclusivos, com comportamento influenciado pela posição da medida. De fato, quando o ensaio era executado próximo ao nó do pilar x pavimento, independentemente do concreto, os valores eram mais altos do que quando se executava o ensaio em região mais afastada. Isso provavelmente se deve à vibração proveniente do impacto do instrumento, o que produzia efeitos parasitas, influenciando os resultados finais.

Os resultados dessas duas primeiras séries foram insatisfatórios, de modo que resolveu-se reestudar os traços para que a terceira série apresentasse valores mais próximos da relação de 1,4 entre seus concretos. No novo estudo de traço dos concretos, obteve-se a relação de 1,33, que foi considerada satisfatória para a execução da nova série. Na execução dos ensaios dessa série, a relação entre os concretos obtida foi de 1,26. As rupturas do modelo 0 (sem laje circundante) e do modelo 1 (com uma viga), nessa série, se deram na região do pilar onde havia o concreto de menor resistência, conforme o esperado inicialmente. Porém, no modelo 2 (com

duas vigas), a ruptura seguiu o padrão das duas séries anteriores, ou seja, no pilar logo acima da laje onde havia o concreto de maior resistência.

Para se chegar a uma relação de 1,4 entre os concretos, programou-se mais uma série de ensaios com novos traços, na qual obteve-se uma relação de 1,45 entre os materiais. As rupturas dos três modelos seguiram o mesmo padrão apresentado na série 3.

Apesar das altas resistências obtidas nas duas primeiras séries, os valores de ruptura dos modelos foram consideravelmente baixos e decrescentes conforme aumentava-se o nível do confinamento. Nas duas últimas séries houve aumento da carga de ruptura na medida em que o confinamento crescia, mas os valores de ruptura dos modelos seguiam abaixo das resistências dos concretos.

Comparando o local da ruptura dos modelos em escala reduzida ensaiados em laboratório com a distribuição de tensões fornecidas pelo MEF notou-se coerência. Da mesma maneira que os modelos apresentaram ruptura no canto do pilar, logo acima da laje, observou-se uma concentração de tensões no mesmo local nos pilares discretizados em MEF. Essa concentração de tensão cresceu com o aumento do nível de confinamento. Essa concentração de tensões, observada nos modelos em EF, explica as rupturas observadas em laboratório.

O que deve explicar as rupturas não previstas inicialmente nos modelos reduzidos em ensaios de laboratório é a presença de uma geometria assimétrica e de rigidez desuniforme que não permitiu a uniformização das tensões ao longo da seção no momento da sua ruptura. Os modelos computacionais foram analisados no regime elástico linear, enquanto esperava-se que, na ruptura dos modelos reduzidos, a “plastificação” da seção dissipasse a concentração de tensões nos cantos dos pilares, em favor da distribuição uniforme de tensões por toda sua seção. Na seção plastificada a ruptura esperada não seria a observada em laboratório.

Aliás, isso já havia sido constatado por Nyhus (2013), que fez um estudo em EF no regime elástico não-linear sobre a distribuição de tensões em bases cilíndricas de concreto armado para plataformas de petróleo. Esse estudo mostrou que essa “plastificação” na ruptura pode não acontecer em alguns casos, nos quais, devido à geometria, o trecho mais rígido, que suporta mais carga e fica submetido a tensões maiores, rompe antes de se deformar o suficiente para transmitir parte da carga para o trecho mais flexível.

Nas regiões dos modelos onde há vigas cruzando o pilar tem-se um acréscimo de seção por abertura de carga e, conseqüentemente, há uma redução de tensão na região. Essa região com tensões mais baixas apresentará um deslocamento menor. Observa-se através dos modelos em EF que as tensões nas seções dos pilares que cruzam as vigas e lajes não são constantes, sendo menores nesses cantos.

Tendo em vista que o lance superior do pilar se apoia no trecho do pilar que intercepta o pavimento, tem-se para esse lance um apoio não uniforme, com a base da região central mais deformável que seus cantos. Como as cargas migram para as regiões mais rígidas, essa diferença de rigidez no apoio da seção do pilar faz com que as cargas migrem para seus cantos e com isso não haja uniformidade de tensões na seção do pilar no momento da ruptura. Como essa rigidez é geométrica, independe do material utilizado. Esse tipo de ruptura pode ser observado em todas as relações entre concretos obtidos neste estudo.

Nesses casos de lajes e vigas usuais no Brasil possivelmente não existe confinamento suficiente para levar a carga de ruptura para o valor correspondente ao concreto mais resistente. Além disso, foi observado que a ruptura se deu por concentração de tensão em valores até menores que aqueles correspondentes ao concreto menos resistente.

Apesar de os esquemas estruturais adotados neste trabalho serem muito frequentes no Brasil, o tipo de ruptura observado em laboratório não é normalmente observado em patologias de pilares. Especula-se que essa não ocorrência é devida a pelo menos dois fatores: 1) capacidade de adaptação plástica bem maior nos concretos de menor resistência, usuais no Brasil; 2) grande concentração de armação presente nos pilares na região de aumento de tensão, por ser essa a região de transpasse das barras das armações dos lances inferiores e superiores dos pilares. O efeito dessa concentração de armação não pôde ser observado nos ensaios em laboratório deste trabalho, pois as armações dos pilares dos modelos não apresentavam transpasse.

Para a continuação desta linha de pesquisa, sugere-se a execução de mais modelos reduzidos, conforme os realizados no presente estudo, a fim de se obter mais séries a serem comparadas e mais possibilidades de se comprovarem os padrões de ruptura. Sugere-se também fazer os mesmos ensaios sem a presença de armação no pilar e a reintrodução dos travamentos dos lances dos pilares, como fizeram Santos (2004) e Caporrino (2006), para eliminar a possibilidade de surgimento de momentos devidos à alguma excentricidade proveniente do ensaio. Um estudo da plastificação da seção dos pilares, próxima à laje, ajudará a melhor entender esse processo.

Deve-se também fazer modelos em verdadeira grandeza para serem comparados com os modelos reduzidos executados em laboratório, a fim de comprovar sua eficiência. Outra pesquisa interessante seria a introdução de cargas nos elementos dos pavimentos com o objetivo de analisar seus efeitos na região.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-11: building code requirements for reinforced concrete and commentary**. Farmington Hills, Mich., 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-5739: concreto - ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-7222: concreto e argamassa - determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-8522: concreto - determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6118: projeto de estruturas de concreto – procedimentos**. Rio de Janeiro, 2007.
- BIANCHINI, A. C.; WOODS, R. E.; E. KESLER, C. E. **Effect of floor concrete strength on column strength**. ACI Journal, Proceedings. v. 31, n. 11, 1960, pp. 1149-1169.
- CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **CSA A23.3-04: design of concrete structures**. Mississauga, Ontario, 2004.
- CAPORRINO, C.F. **Confinamento dado por lajes e vigas melhorando a resistência do pilar que as cruza**. 2006. 125 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.
- CAPORRINO, C.F.; SANTOS, A.S.; STUCCHI, F.R. **Confinamento dado por lajes e vigas melhorando a resistência do pilar que as cruza**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 50, 2008, Salvador. Anais... Salvador, 2008, pp.1-19.
- CARRAZEDO, R.; HANAI, J.B.; TAKEUTI, A.R. **Um estudo teórico-experimental sobre pilares de concretos encamisados por polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) submetidos à compressão axial**. Trabalho apresentado nas Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 2002, Brasília. 27 a 31 mai. 2002. Não publicado.
- CEB-FIP. **Model Code for Concrete Structures**. Bulletin d'Information, n. 203, cap. 3, p. 29, jul.1991.
- GAMBLE, W.L.; KLINAR, J.D. **Tests of high-strength concrete columns with intervening floor slabs**. ASCE: Journal of Structural Engineer, v.5, n. 117, pp. 1462-1476, 1991.
- MARTINS, A. R. **Técnicas experimentais para aplicação de modelos de microconcreto**. 1990. 150 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1990.
- McHARG, P.J.; Cook, W.D.; Mitchell; Yoon, D. Y. **Benefits of concentrate slab reinforcement and steel fibers on performance of slab-columns connections**. ACI Structural Journal, n. 97, p. 225-235, 2000.

MEIRA, M. **Estudo experimental de ligações pilares-vigas de concreto de diferentes resistências**. 2009. 267 p. Tese (Doutorado) – UNIVERSIDADE, Rio de Janeiro, 2009.

NYHUS, Bente Skovseth, Consistent Practical Design of Concrete Structures. In: FIB SYMPOSIUM TEL-AVIV 2013 – FIB Achievement Award for Young Engineers in memory of Bruno Thurlimann. **Apresentação**, Tel-Aviv, 2013.

OSPINA, C.E.; ALEXANDER, S.D.B. **Transmission of interior concrete column loads through floors**. ASCE: Journal of Structural Engineering, v. 124, n. 6, p. 602-610, 1998.

SANTOS, A. P. S. **Análise do confinamento dado por lajes em pilares com concretos de diferentes resistências ao longo da altura**. 2004. 110 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

SHU, C.; HAWKINS, N. M. **Behavior of columns continuous through concrete floors**, ACI Structural Journal, v. 89, n. 4, p. 405-414, sept.-oct. 1992.

TULA, L.; HELENE, P.; DIAZ, N.; BORTOLUCCI, A. **Resistência à compressão do concreto confinado**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 42º, 2000, Fortaleza. Anais... IBRACON, Fortaleza, ago. 2000.

ANEXO A

O estudo feito para determinar a armação negativa das vigas levou em consideração quatro edifícios com alturas variando entre 26 e 32 andares. Esses edifícios foram escolhidos por representar prédios em que a variação de f_{ck} entre pilar e pavimento é uma possibilidade real que representaria uma redução nas dimensões dos pilares, a qual pode compensar o custo mais elevado dos concretos de maior resistência.

As vigas que entraram no estudo foram somente as dos pavimentos tipo. Verificou-se a seção das vigas, o tipo do apoio (pilar ou outra viga) e a armação em cada apoio. Com isso, calculou-se a taxa de armação em cada um dos apoios. Com base nas taxas, adotou-se a armadura mínima mais frequente (0,21%) para desenvolvimento dos modelos estudados neste trabalho.

As Tabelas A.1 a A.4 apresentam os valores levantados dos quatro edifícios.

Viga	Apoio	Seção			Armação			Taxa
		Largura	Altura	cm ²	Quantidade	Diâmetro	cm ²	
V1=V19	V27	14	55	770	2	10	1,6	0,21%
	V35	14	55	770	3	16	6	0,78%
	V37	14	55	770	3	16	6	0,78%
	V44	14	55	770	2	10	1,6	0,21%
V2=V3=V17=V18	P1	14	55	770	3	10	2,4	0,31%
	P2	14	55	770	3	10	2,4	0,31%
V4=V16	P2	14	55	770	3	12,5	3,75	0,49%
	P7	14	55	770	3	16	6	0,78%
	P5	14	52	728	4	12,5	5	0,69%
	P6	14	52	728	4	12,5	5	0,69%
	P8	14	55	770	3	16	6	0,78%
	P3	14	55	770	3	12,5	3,75	0,49%
V5=V15	P9	14	55	770	3	20	9,42	1,22%
	P10	14	55	770	3	16	6	0,78%
	P11	14	55	770	4	20	12,56	1,63%
	P12	14	55	770	4	20	12,56	1,63%
	P13	14	55	770	3	16	6	0,78%
	P14	14	55	770	3	20	9,42	1,22%

Tabela A.1 – Taxa de negativo das vigas do pavimento tipo de um edifício residencial de 27 pavimentos (edifício 1)

Viga	Apoio	Seção			Armação			Taxa
		Largura	Altura	cm²	Quantidade	Diâmetro	cm²	
V6=V14	P15	14	35	490	2	10	1,6	0,33%
V7=V8=V12=V13	P16	14	55	770	4	12,5	5	0,65%
	P10	14	55	770	3	12,5	3,75	0,49%
	P17	14	55	770	3	12,5	3,75	0,49%
V9=V11	P20	14	55	770	4	20	12,56	1,63%
	P21	14	55	770	4	20	12,56	1,63%
V10	P21	14	30	420	2	10	1,6	0,38%
	V31	14	30	420	2	10	1,6	0,38%
V20=V21=V49=V50	P34	19	55	1045	3	20	9,42	0,90%
	P30	19	55	1045	2	12,5	2,5	0,24%
V22=V23=V47=V48	P30	14	55	770	2	10	1,6	0,21%
	P26	14	55	770	2	10	1,6	0,21%
V24=V25=V45=V46	V16	14	55	770	2	10	1,6	0,21%
	V15	14	35	490	2	10	1,6	0,33%
V26=V27=V43=V44	P35	14	55	770	4	12,5	5	0,65%
V28=V29	P24	19	95	1805	2	20	6,28	0,35%
	P21	19	95	1805	4	20	12,56	0,70%
V30=V32=V37=V38	V15	14	55	770	2	20	6,28	0,82%
	P23	14	55	770	4	20	12,56	1,63%
V31	P21	14	35	490	2	10	1,6	0,33%
V33=V34=V35=V36	P37	14	80	1120	3	16	6	0,54%
V39	V11	14	55	770	2	10	1,6	0,21%
	V9	14	55	770	2	10	1,6	0,21%
V40=V41	P25	19	95	1805	3	12,5	3,75	0,21%
	P22	19	95	1805	3	12,5	3,75	0,21%
V42	P22	14	55	770	2	10	1,6	0,21%
	P20	14	55	770	2	10	1,6	0,21%

Tabela A.1 – Taxa de negativo das vigas do pavimento tipo de um edifício residencial de 27 pavimentos (edifício 1) – continuação

Viga	Apoio	Seção			Armação			Taxa
		Largura	Altura	cm²	Quantidade	Diâmetro	cm²	
V1=V40	P1	19	76	1444	2	20	6,28	0,43%
	P2	19	76	1444	4	20	12,56	0,87%
	P3	19	76	1444	5	20	15,7	1,09%
V2=V39	P4	14	76	1064	2	10	1,6	0,15%
V3=V4=V36=V37	P5	14	76	1064	2	12,5	2,5	0,23%
	V54	14	76	1064	2	12,5	2,5	0,23%
V5=V35	V47	14	76	1064	2	8	1	0,09%
	V48	14	76	1064	2	8	1	0,09%
V6=V36	P7	19	56	1064	5	25	25	2,35%
	P8	19	56	1064	5	25	25	2,35%
V7=V33	P9	19	76	1444	2	12,5	2,5	0,17%
	P10	19	76	1444	3	12,5	3,75	0,26%
V8=V34	P11	19	76	1444	2	16	4	0,28%
	P12	19	76	1444	2	16	4	0,28%
V9=V31	P4	19	76	1444	2	16	4	0,28%
	P5	19	76	1444	4	16	8	0,55%
	P13	19	76	1444	4	20	12,56	0,87%
	P11	19	76	1444	2	20	6,28	0,43%
V10=V32	P12	19	76	1444	2	20	6,28	0,43%
	P14	19	76	1444	4	20	12,56	0,87%
	P6	19	76	1444	4	20	12,56	0,87%
	P15	19	76	1444	2	20	6,28	0,43%
V11=V29	P10	19	76	1444	3	16	6	0,42%
	P4	19	76	1444	2	16	4	0,28%
V12=V30	P15	19	76	1444	2	16	4	0,28%
	V62	19	76	1444	2	16	4	0,28%
V13=V28	P16	14	76	1064	2	10	1,6	0,15%
V14=V27	P20	19	56	1064	3	12,5	3,75	0,35%
V15	P21	19	56	1064	3	16	6	0,56%
	P22	19	56	1064	2	20	6,28	0,59%
	P23	19	56	1064	5	25	25	2,35%
	P24	19	56	1064	5	25	25	2,35%
	P25	19	56	1064	4	20	12,56	1,18%
	P26	19	56	1064	4	12,5	5	0,47%
V15A	V54	19	56	1064	2	12,5	2,5	0,23%
	V58	19	56	1064	2	12,5	2,5	0,23%

Tabela A.2 – Taxa de negativo das vigas do pavimento tipo de um edifício residencial de 32 pavimentos (edifício 2)

Viga	Apoio	Seção			Armação			Taxa
		Largura	Altura	cm²	Quantidade	Diâmetro	cm²	
V16=V25	P20	19	56	1064	4	16	8	0,75%
	P21	19	56	1064	4	16	8	0,75%
V17=V23	P27	19	76	1444	4	20	12,56	0,87%
	P20	19	76	1444	4	20	12,56	0,87%
V17A	V52	19	56	1064	2	8	1	0,09%
	V55	19	56	1064	4	12,5	5	0,47%
	V56	19	56	1064	4	12,5	5	0,47%
	V59	19	56	1064	2	8	1	0,09%
V18	V64	14	66	924	2	12,5	2,5	0,27%
	V66	14	66	924	2	12,5	2,5	0,27%
V19	P28	14	76	1064	2	10	1,6	0,15%
V20=V21	P30	19	56	1064	3	16	6	0,56%
	P31	19	56	1064	3	16	6	0,56%
V22	P31	19	70	1330	2	10	1,6	0,12%
V26	P29	19	56	1064	3	20	9,42	0,89%
	P30	19	56	1064	4	25	20	1,88%
	P31	19	56	1064	4	25	20	1,88%
	P32	19	56	1064	5	25	25	2,35%
	P33	19	56	1064	3	25	15	1,41%
	P36	19	56	1064	4	12,5	5	0,47%
V26A	V53	19	56	1064	3	20	9,42	0,89%
	V57	19	56	1064	2	20	6,28	0,59%
V24	V64	14	66	924	2	10	1,6	0,17%
	V66	14	66	924	2	10	1,6	0,17%
V33	P47	19	76	1444	2	12,5	2,5	0,17%
	P44	19	76	1444	3	12,5	3,75	0,26%
V41=V42	P47	19	76	1444	5	20	15,7	1,09%
	P38	19	76	1444	4	20	12,56	0,87%
	P35	19	76	1444	2	20	6,28	0,43%
V43	P37	19	76	1444	5	25	25	1,73%
	P20	19	76	1444	5	25	25	1,73%
V44=V47	P44	19	76	1444	2	12,5	2,5	0,17%
V45=V46	P44	19	56	1064	4	25	20	1,88%
	V27	19	56	1064	2	25	10	0,94%

Tabela A.2 – Taxa de negativo das vigas do pavimento tipo de um edifício residencial de 32 pavimentos (edifício 2) - continuação

Viga	Apoio	Seção			Armação			Taxa
		Largura	Altura	cm²	Quantidade	Diâmetro	cm²	
V48=V49	V2	14	76	1064	2	10	1,6	0,15%
V50	P42	19	56	1064	5	25	25	2,35%
	P29	19	56	1064	5	25	25	2,35%
	P21	19	56	1064	5	25	25	2,35%
	P4	19	56	1064	5	25	25	2,35%
V51	P30	19	56	1064	2	12,5	2,5	0,23%
	P22	19	56	1064	4	20	12,56	1,18%
V52	P30	19	56	1064	5	20	15,7	1,48%
	P23	19	56	1064	4	20	12,56	1,18%
V53=V57	P49	14	76	1064	4	25	20	1,88%
	V26	19	56	1064	2	25	10	0,94%
V53A=V53C	V26A	19	56	1064	2	8	1	0,09%
	V26	19	56	1064	2	8	1	0,09%
V53B	V26A	19	56	1064	3	20	9,42	0,89%
	P31	19	56	1064	3	20	9,42	0,89%
V54=V58	P23	19	56	1064	2	25	10	0,94%
	P13	14	76	1064	4	25	20	1,88%
V54A=V58A	P23	19	56	1064	3	16	6	0,56%
	V15A	19	56	1064	3	16	6	0,56%
V55=V56	P31	19	56	1064	5	20	15,7	1,48%
	P24	19	56	1064	3	20	9,42	0,89%
V55A=V56A	V17A	19	56	1064	2	16	4	0,38%
	P24	19	56	1064	2	16	4	0,38%
V59	P32	19	56	1064	5	20	15,7	1,48%
	V15	19	56	1064	3	20	9,42	0,89%
V60	P41	19	56	1064	5	25	25	2,35%
	P33	19	56	1064	5	25	25	2,35%
	P25	19	56	1064	5	25	25	2,35%
	P15	19	56	1064	6	25	30	2,82%
V61=V62	P54	19	76	1444	4	25	20	1,39%
	P52	19	76	1444	4	25	20	1,39%
	P40	19	76	1444	2	25	10	0,69%

Tabela A.2 – Taxa de negativo das vigas do pavimento tipo de um edifício residencial de 32 pavimentos (edifício 2) - continuação

Viga	Apoio	Seção			Armação			Taxa
		Largura	Altura	cm²	Quantidade	Diâmetro	cm²	
V63	P40	19	56	1064	4	16	8	0,75%
	P36	19	56	1064	5	25	25	2,35%
	P26	19	56	1064	5	25	25	2,35%
	P17	19	56	1064	4	16	8	0,75%
V64	P43	19	76	1444	2	20	6,28	0,43%
	P39	19	76	1444	4	20	12,56	0,87%
	P34	19	76	1444	3	20	9,42	0,65%
	P28	19	76	1444	4	16	8	0,55%
	P18	19	76	1444	5	20	15,7	1,09%
	P16	19	76	1444	3	20	9,42	0,65%
V65=V67	P56	19	76	1444	2	16	4	0,28%
	P53	19	76	1444	2	16	4	0,28%
	P43	19	76	1444	2	16	4	0,28%
V66	P34	14	76	1064	4	16	8	0,75%
	P28	14	76	1064	4	16	8	0,75%
V68	V28	14	76	1064	2	8	1	0,09%
	V24	14	76	1064	2	8	1	0,09%
V69	V19	14	76	1064	2	10	1,6	0,15%
	V18	14	76	1064	2	10	1,6	0,15%
	V13	14	76	1064	2	8	1	0,09%
VF1	P22	14	70	980	2	10	1,6	0,16%
VF2	P25	14	70	980	2	10	1,6	0,16%
VF3	V51	14	70	980	2	12,5	2,5	0,26%
	P30	14	70	980	2	12,5	2,5	0,26%
VF4	P32	14	70	980	2	10	1,6	0,16%
	P33	14	70	980	4	12,5	5	0,51%
VF5=VF7=VF9	V26	14	56	784	2	10	1,6	0,20%
	VF3	14	56	784	2	10	1,6	0,20%
VF6=VF8	VF1	14	56	784	2	10	1,6	0,20%
	V15	14	56	784	2	10	1,6	0,20%

Tabela A.2 – Taxa de negativo das vigas do pavimento tipo de um edifício residencial de 32 pavimentos (edifício 2) - continuação

Viga	Apoio	Seção			Armação			Taxa
		largura	altura	cm²	Quantidade	Diâmetro	cm²	
V1=V2	P1	19	52	988	3	20	9,42	0,95%
	P2	19	52	988	3	16	6	0,61%
	P3	19	52	988	3	16	6	0,61%
V3=V4	P11	19	52	988	3	12,5	3,75	0,38%
	P8	19	52	988	4	16	8	0,81%
V5	P13	19	52	988	2	10	1,6	0,16%
	P14	19	52	988	2	10	1,6	0,16%
V6=V7	V42	14	52	728	2	10	1,6	0,22%
	P15	14	52	728	2	10	1,6	0,22%
V8=V9	P15	19	52	988	2	10	1,6	0,16%
	P13	19	52	988	3	16	6	0,61%
V10=V11	P17	19	52	988	3	16	6	0,61%
V12=V15	V36	14	52	728	2	10	1,6	0,22%
	V39	14	52	728	2	10	1,6	0,22%
V13=V14	P18	14	32	448	3	16	6	1,34%
	P22	14	32	448	3	20	9,42	2,10%
	P19	19	32	608	2	20	6,28	1,03%
V16=V17	P18	14	50	700	2	10	1,6	0,23%
	P18	14	50	700	2	10	1,6	0,23%
V18	P19	14	51	714	3	12,5	3,75	0,53%
V19=V20	P24	19	52	988	3	12,5	3,75	0,38%
V21=V22	P26	23	32	736	4	16	8	1,09%
	P27	23	32	736	3	20	9,42	1,28%
V23=V24	V34	14	32	448	2	8	1	0,22%
	V38	14	32	448	2	8	1	0,22%
V25=V26	P30	19	50	950	2	10	1,6	0,17%
	P31	19	50	950	3	16	6	0,63%
V27	P31	14	45	630	2	12,5	2,5	0,40%
	P32	14	45	630	2	12,5	2,5	0,40%
V28=V29	V37	19	50	950	2	8	1	0,11%
	P36	19	50	950	4	16	8	0,84%
	P37	19	50	950	3	20	9,42	0,99%
	V44	19	50	950	2	20	6,28	0,66%
V30	P31	14	52	728	2	12,5	2,5	0,34%
	P32	14	52	728	2	12,5	2,5	0,34%

Tabela A.3 – Taxa de negativo das vigas do pavimento tipo de um edifício residencial de 26 pavimentos (edifício 3)

Viga	Apoio	Seção			Armação			Taxa
		Largura	Altura	cm²	Quantidade	Diâmetro	cm²	
V31	P40	19	65	1235	3	20	9,42	0,76%
	P41	19	65	1235	3	20	9,42	0,76%
	P42	19	65	1235	3	20	9,42	0,76%
	P43	19	65	1235	3	20	9,42	0,76%
V32=V33	P44	19	65	1235	3	12,5	3,75	0,30%
	P45	19	65	1235	4	12,5	5	0,40%
V34=V59	P34	19	52	988	2	16	4	0,40%
	V19	19	52	988	2	8	1	0,10%
V35=V60	V10	19	52	988	3	20	9,42	0,95%
	P7	19	52	988	6	20	18,84	1,91%
	P1	19	52	988	3	20	9,42	0,95%
V36=V58	P24	19	52	988	4	20	12,56	1,27%
	P17	19	52	988	4	20	12,56	1,27%
V37=V56	P44	19	65	1235	4	20	12,56	1,02%
	P34	19	65	1235	3	12,5	3,75	0,30%
V38=V57	P34	14	52	728	4	12,5	5	0,69%
	P24	14	52	728	3	20	9,42	1,29%
V39=V55	P26	19	52	988	3	20	9,42	0,95%
	P11	19	52	988	6	20	18,84	1,91%
V40=V54	P45	19	65	1235	4	16	8	0,65%
	P40	19	65	1235	4	16	8	0,65%
V41=V53	V16	14	32	448	2	8	1	0,22%
	P18	14	32	448	2	8	1	0,22%
V42=V52	P18	19	52	988	6	20	18,84	1,91%
	P8	19	52	988	4	12,5	5	0,51%
	P3	19	52	988	3	12,5	3,75	0,38%
V43=V51	P27	14	32	448	3	16	6	1,34%
	V13	14	32	448	2	8	1	0,22%
V44=V50	P30	19	50	950	4	16	8	0,84%
V45=V49	P19	19	52	988	6	20	18,84	1,91%
	P13	19	52	988	6	20	18,84	1,91%
V46=V48	P41	19	52	988	3	20	9,42	0,95%
	P31	19	50	950	6	20	18,84	1,98%
	V18	19	50	950	3	20	9,42	0,99%
V47	V18	14	32	448	2	8	1	0,22%
	P19	14	32	448	2	8	1	0,22%

Tabela A.3 – Taxa de negativo das vigas do pavimento tipo de um edifício residencial de 26 pavimentos (edifício 3) - continuação

Viga	Apoio	Seção			Armação			Taxa
		largura	altura	cm²	Quantidade	Diâmetro	cm²	
V1	P18	19	65	1235	4	12,5	5	0,40%
	P2	19	65	1235	4	12,5	5	0,40%
V2	P3	19	65	1235	4	12,5	5	0,40%
	V32	19	65	1235	2	8	1	0,08%
V3	V17	19	65	1235	2	8	1	0,08%
	P4	19	65	1235	2	12,5	2,5	0,20%
	P5	19	65	1235	3	20	9,42	0,76%
	P6	19	52	988	4	16	8	0,81%
	P7	19	50	950	3	20	9,42	0,99%
	P8	19	50	950	5	20	15,7	1,65%
V4	P10	14	50	700	3	12,5	3,75	0,54%
	P4	14	50	700	2	12,5	2,5	0,36%
	V20	14	50	700	2	8	1	0,14%
V5	V22	14	50	700	2	8	1	0,14%
	V23	14	50	700	2	8	1	0,14%
V6	P11	19	52	988	5	20	15,7	1,59%
	P12	19	52	988	3	20	9,42	0,95%
	P13	19	52	988	4	16	8	0,81%
	P14	19	52	988	4	20	12,56	1,27%
	P15	19	52	988	4	20	12,56	1,27%
	P16	19	52	988	3	20	9,42	0,95%
V7	P22	14	50	700	2	12,5	2,5	0,36%
V8	P19	19	52	988	3	16	6	0,61%
	V19	19	52	988	2	8	1	0,10%
V9	P23	19	52	988	2	10	1,6	0,16%
	P24	19	52	988	3	12,5	3,75	0,38%
V10	P20	19	52	988	3	12,5	3,75	0,38%
	P21	19	52	988	4	16	8	0,81%
	P18	19	52	988	4	16	8	0,81%
V11	P18	14	52	728	3	12,5	3,75	0,52%
	P22	14	52	728	3	12,5	3,75	0,52%
V12	V24	14	32	448	2	8	1	0,22%
	V25	14	32	448	2	8	1	0,22%
V13	P19	19	52	988	4	12,5	5	0,51%
	P20	19	52	988	4	12,5	5	0,51%

Tabela A.4 – Taxa de negativo das vigas do pavimento tipo de um edifício residencial de 26 pavimentos (edifício 4)

Viga	Apoio	Seção			Armação			Taxa
		Largura	Altura	cm²	Quantidade	Diâmetro	cm²	
V14	P25	14	52	728	4	20	12,56	1,73%
	P26	14	52	728	4	20	12,56	1,73%
V15	P26	19	52	988	4	16	8	0,81%
	P27	19	52	988	4	12,5	5	0,51%
V16	P28	19	52	988	3	16	6	0,61%
	P29	19	52	988	3	16	6	0,61%
V17	P19	19	52	988	6	20	18,84	1,91%
	P10	19	65	1235	3	12,5	3,75	0,30%
V18	P11	14	52	728	4	12,5	5	0,69%
	P4	14	52	728	5	20	15,7	2,16%
V19	P20	19	62	1178	4	20	12,56	1,07%
V20=V22	P5	19	52	988	2	10	1,6	0,16%
V21	P12	14	52	728	3	16	6	0,82%
	P5	14	52	728	2	16	4	0,55%
V23	P13	14	52	728	3	20	9,42	1,29%
	P6	14	52	728	2	16	4	0,55%
V24	P28	19	52	988	2	16	4	0,40%
	P25	19	52	988	4	16	8	0,81%
	P18	19	52	988	5	20	15,7	1,59%
V25	P23	14	51	714	2	12,5	2,5	0,35%
	V11	14	51	714	2	8	1	0,14%
V26	V11	14	52	728	2	8	1	0,14%
	P18	14	52	728	2	12,5	2,5	0,34%
V27	P7	19	65	1235	3	20	9,42	0,76%
	P3	19	65	1235	3	20	9,42	0,76%
V28	P22	19	32	608	5	20	15,7	2,58%
	P14	19	32	608	3	16	6	0,99%
V29	P29	19	52	988	2	12,5	2,5	0,25%
	P26	19	52	988	2	12,5	2,5	0,25%
V30	P22	14	32	448	2	8	1	0,22%
	V7	14	32	448	2	8	1	0,22%
V31	V15	19	32	608	2	8	1	0,16%
	P22	19	32	608	5	20	15,7	2,58%
	P15	19	32	608	3	16	6	0,99%
V32	P1	19	65	1235	3	16	6	0,49%

Tabela A.4 – Taxa de negativo das vigas do pavimento tipo de um edifício residencial de 26 pavimentos (edifício 4) - continuação

Viga	Apoio	Seção			Armação			Taxa
		Largura	Altura	cm²	Quantidade	Diâmetro	cm²	
V33	P27	14	52	728	5	20	15,7	2,16%
	P23	14	52	728	5	20	15,7	2,16%
V34	P23	14	50	700	4	20	12,56	1,79%
	P16	14	50	700	4	20	12,56	1,79%
V35	P17	19	65	1235	5	20	15,7	1,27%
	P9	19	65	1235	3	20	9,42	0,76%
	P2	19	65	1235	3	20	9,42	0,76%
V36	P24	19	65	1235	5	20	15,7	1,27%
	P17	19	65	1235	5	20	15,7	1,27%

Tabela A.4 – Taxa de negativo das vigas do pavimento tipo de um edifício residencial de 26 pavimentos (edifício 4) - continuação

ANEXO B

Algumas barras das armações foram instrumentadas com *strain gages* para que se pudesse analisar o nível de solicitação da armação no momento da ruptura e assim verificar sua influência no confinamento.

O Gráfico B.1 mostra o aumento da força de compressão na prensa no modelo 0 da 1ª série e os gráficos de B.2 a B.5 mostram as deformações lidas nos extensômetros de 1 a 4 do mesmo modelo.

Gráfico B.1 – Evolução da força no modelo 0 da 1ª série

Gráfico B.2 – Deformações no extensômetro E1 do modelo 0 da 1ª série

Gráfico B.3 – Deformações no extensômetro E2 do modelo 0 da 1ª série

Gráfico B.4 – Deformações no extensômetro E3 do modelo 0 da 1ª série

Gráfico B.5 – Deformações no extensômetro E4 do modelo 0 da 1ª série

O Gráfico B.6 mostra o aumento da força de compressão na prensa no modelo 0 da 2ª série e os gráficos de B.7 a B.10 mostram as deformações lidas nos extensômetros de 1 a 4 do mesmo modelo.

Gráfico B.6 – Evolução da força no modelo 0 da 2ª série

Gráfico B.7 – Deformações no extensômetro E1 do modelo 0 da 2ª série

Gráfico B.8 – Deformações no extensômetro E2 do modelo 0 da 2ª série

Gráfico B.9 – Deformações no extensômetro E3 do modelo 0 da 2ª série

Gráfico B.10 – Deformações no extensômetro E4 do modelo 0 da 2ª série

O Gráfico B.11 mostra o aumento da força de compressão na prensa no modelo 0 da 3ª série e os gráficos de B.12 a B.15 mostram as deformações lidas nos extensômetros de 1 a 4 do mesmo modelo.

Gráfico B.11 – Evolução da força no modelo 0 da 3ª série

Gráfico B.12 – Deformações no extensômetro E1 do modelo 0 da 3ª série

Gráfico B.13 – Deformações no extensômetro E2 do modelo 0 da 3ª série

O Gráfico B.16 mostra o aumento da força de compressão na prensa no modelo 0 da 4ª série e os gráficos de B.17 a B.20 mostram as deformações lidas nos extensômetros de 1 a 4 do mesmo modelo.

Gráfico B.16– Evolução da força no modelo 0 da 4ª série

Gráfico B.17 – Deformações no extensômetro E1 do modelo 0 da 4ª série

Gráfico B.18 – Deformações no extensômetro E2 do modelo 0 da 4ª série

Gráfico B.19 – Deformações no extensômetro E3 do modelo 0 da 4ª série

Gráfico B.20 – Deformações no extensômetro E4 do modelo 0 da 4ª série

O Gráfico B.21 mostra o aumento da força de compressão na prensa no modelo 1 da 1ª série e os gráficos de B.22 a B.30 mostram as deformações lidas nos extensômetros de 1 a 9 do mesmo modelo.

Gráfico B.21– Evolução da força no modelo 1 da 1ª série

Gráfico B.22 – Deformações no extensômetro E1 do modelo 1 da 1ª série

Gráfico B.23 – Deformações no extensômetro E2 do modelo 1 da 1ª série

Gráfico B.24 – Deformações no extensômetro E3 do modelo 1 da 1ª série

Gráfico B.25 – Deformações no extensômetro E4 do modelo 1 da 1ª série

Gráfico B.26 – Deformações no extensômetro E7 do modelo 1 da 1ª série

Gráfico B.27 – Deformações no extensômetro E8 do modelo 1 da 1ª série

Gráfico B.28 – Deformações no extensômetro E9 do modelo 1 da 1ª série

Gráfico B.29 – Deformações no extensômetro E10 do modelo 1 da 1ª série

Gráfico B.30 – Deformações no extensômetro E11 do modelo 1 da 1ª série

O gráfico B.31 mostra o aumento da força de compressão na prensa no modelo 1 da 2ª série e os gráficos de B.32 a B.40 mostram as deformações lidas nos extensômetros de 1 a 9 do mesmo modelo.

Gráfico B.31– Evolução da força no modelo 1 da 2ª série

Gráfico B.32 – Deformações no extensômetro E1 do modelo 1 da 2ª série

Gráfico B.33 – Deformações no extensômetro E2 do modelo 1 da 2ª série

Gráfico B.34 – Deformações no extensômetro E3 do modelo 1 da 2ª série

Gráfico B.35 – Deformações no extensômetro E4 do modelo 1 da 2ª série

Gráfico B.36 – Deformações no extensômetro E7 do modelo 1 da 2ª série

Gráfico B.37 – Deformações no extensômetro E8 do modelo 1 da 2ª série

Gráfico B.38 – Deformações no extensômetro E9 do modelo 1 da 2ª série

Gráfico B.39 – Deformações no extensômetro E10 do modelo 1 da 2ª série

Gráfico B.40 – Deformações no extensômetro E11 do modelo 1 da 2ª série

O gráfico B.41 mostra o aumento da força de compressão na prensa no modelo 1 da 3ª série e os gráficos de B.42 a B.50 mostram as deformações lidas nos extensômetros de 1 a 9 do mesmo modelo.

Gráfico B.41– Evolução da força no modelo 1 da 3ª série

Gráfico B.42 – Deformações no extensômetro E1 do modelo 1 da 3ª série

Gráfico B.43 – Deformações no extensômetro E2 do modelo 1 da 3ª série

Gráfico B.44 – Deformações no extensômetro E3 do modelo 1 da 3ª série

Gráfico B.45 – Deformações no extensômetro E4 do modelo 1 da 3ª série

Gráfico B.46 – Deformações no extensômetro E7 do modelo 1 da 3ª série

Gráfico B.47 – Deformações no extensômetro E8 do modelo 1 da 3ª série

Gráfico B.48 – Deformações no extensômetro E9 do modelo 1 da 3ª série

Gráfico B.49 – Deformações no extensômetro E10 do modelo 1 da 3ª série

Gráfico B.50 – Deformações no extensômetro E11 do modelo 1 da 3ª série

O gráfico B.51 mostra o aumento da força de compressão na prensa no modelo 1 da 4ª série e os gráficos de B.52 a B.60 mostram as deformações lidas nos extensômetros de 1 a 9 do mesmo modelo.

Gráfico B.51– Evolução da força no modelo 1 da 4ª série

Gráfico B.52 – Deformações no extensômetro E1 do modelo 1 da 4ª série

Gráfico B.53 – Deformações no extensômetro E2 do modelo 1 da 4ª série

Gráfico B.54 – Deformações no extensômetro E3 do modelo 1 da 4ª série

Gráfico B.55 – Deformações no extensômetro E4 do modelo 1 da 4ª série

Gráfico B.56 – Deformações no extensômetro E7 do modelo 1 da 4ª série

Gráfico B.57 – Deformações no extensômetro E8 do modelo 1 da 4ª série

Gráfico B.58 – Deformações no extensômetro E9 do modelo 1 da 4ª série

Gráfico B.59 – Deformações no extensômetro E10 do modelo 1 da 4ª série

Gráfico B.60 – Deformações no extensômetro E11 do modelo 1 da 4ª série

O Gráfico B.61 mostra o aumento da força de compressão na prensa no modelo 2 da 1ª série e os gráficos de B.62 a B.72 mostram as deformações lidas nos extensômetros de 1 a 11 do mesmo modelo.

Gráfico B.61– Evolução da força no modelo 2 da 1ª série

Gráfico B.62 – Deformações no extensômetro E1 do modelo 2 da 1ª série

Gráfico B.63 – Deformações no extensômetro E2 do modelo 2 da 1ª série

Gráfico B.64 – Deformações no extensômetro E3 do modelo 2 da 1ª série

Gráfico B.65 – Deformações no extensômetro E4 do modelo 2 da 1ª série

Gráfico B.66 – Deformações no extensômetro E5 do modelo 2 da 1ª série

Gráfico B.67 – Deformações no extensômetro E6 do modelo 2 da 1ª série

Gráfico B.68 – Deformações no extensômetro E7 do modelo 2 da 1ª série

Gráfico B.69 – Deformações no extensômetro E8 do modelo 2 da 1ª série

Gráfico B.70 – Deformações no extensômetro E9 do modelo 2 da 1ª série

Gráfico B.71 – Deformações no extensômetro E10 do modelo 2 da 1ª série

Gráfico B.72 – Deformações no extensômetro E11 do modelo 2 da 1ª série

O gráfico B.73 mostra o aumento da força de compressão na prensa no modelo 2 da 2ª série e os gráficos de B.74 a B.84 mostram as deformações lidas nos extensômetros de 1 a 11 do mesmo modelo.

Gráfico B.73– Evolução da força no modelo 2 da 2ª série

Gráfico B.74 – Deformações no extensômetro E1 do modelo 2 da 2ª série

Gráfico B.75 – Deformações no extensômetro E2 do modelo 2 da 2ª série

Gráfico B.76 – Deformações no extensômetro E3 do modelo 2 da 2ª série

Gráfico B.77 – Deformações no extensômetro E4 do modelo 2 da 2ª série

Gráfico B.78 – Deformações no extensômetro E5 do modelo 2 da 2ª série

Gráfico B.79 – Deformações no extensômetro E6 do modelo 2 da 2ª série

Gráfico B.80 – Deformações no extensômetro E7 do modelo 2 da 2ª série

Gráfico B.81 – Deformações no extensômetro E8 do modelo 2 da 2ª série

Gráfico B.82 – Deformações no extensômetro E9 do modelo 2 da 2ª série

Gráfico B.83 – Deformações no extensômetro E10 do modelo 2 da 2ª série

Gráfico B.84 – Deformações no extensômetro E11 do modelo 2 da 2ª série

O gráfico B.85 mostra o aumento da força de compressão na prensa no modelo 2 da 3ª série e os gráficos de B.86 a B.96 mostram as deformações lidas nos extensômetros de 1 a 11 do mesmo modelo.

Gráfico B.85– Evolução da força no modelo 2 da 3ª série

Gráfico B.88 – Deformações no extensômetro E3 do modelo 2 da 3ª série

Gráfico B.89 – Deformações no extensômetro E4 do modelo 2 da 3ª série

Gráfico B.90 – Deformações no extensômetro E5 do modelo 2 da 3ª série

Gráfico B.91 – Deformações no extensômetro E6 do modelo 2 da 3ª série

Gráfico B.92 – Deformações no extensômetro E7 do modelo 2 da 3ª série

Gráfico B.93 – Deformações no extensômetro E8 do modelo 2 da 3ª série

Gráfico B.94 – Deformações no extensômetro E9 do modelo 2 da 3ª série

Gráfico B.95 – Deformações no extensômetro E10 do modelo 2 da 3ª série

Gráfico B.96 – Deformações no extensômetro E11 do modelo 2 da 3ª série

O Gráfico B.97 mostra o aumento da força de compressão na prensa no modelo 2 da 4ª série e os gráficos de B.98 a B.108 mostram as deformações lidas nos extensômetros de 1 a 11 do mesmo modelo.

Gráfico B.97– Evolução da força no modelo 2 da 4ª série

Gráfico B.98 – Deformações no extensômetro E1 do modelo 2 da 4ª série

Gráfico B.99 – Deformações no extensômetro E2 do modelo 2 da 4ª série

Gráfico B.100 – Deformações no extensômetro E3 do modelo 2 da 4ª série

Gráfico B.101 – Deformações no extensômetro E4 do modelo 2 da 4ª série

Gráfico B.102 – Deformações no extensômetro E5 do modelo 2 da 4ª série

Gráfico B.103 – Deformações no extensômetro E6 do modelo 2 da 4ª série

Gráfico B.104 – Deformações no extensômetro E7 do modelo 2 da 4ª série

Gráfico B.105 – Deformações no extensômetro E8 do modelo 2 da 4ª série

Gráfico B.106 – Deformações no extensômetro E9 do modelo 2 da 4ª série

Gráfico B.107 – Deformações no extensômetro E10 do modelo 2 da 4ª série

Gráfico B.108 – Deformações no extensômetro E11 do modelo 2 da 4ª série