

# Análise do confinamento dado por lajes e do correspondente ganho de resistência nos pilares que as cruzam

Ana Paula Silveira dos Santos\* e Fernando Rebouças Stucchi\*\*

## INTRODUÇÃO

O objetivo deste trabalho consiste em analisar até que ponto o efeito do confinamento é capaz de compensar a diferença de resistências dos concretos na “interface pilar-laje”, considerando o caso em que se tem um pilar central (caso mais favorável de confinamento).

Para essa análise, foram realizados ensaios em laboratório com modelos reduzidos, respeitando as leis de semelhança mecânica, utilizando-se dois tipos de concreto ao longo da altura dos pilares, tendo a região da laje, concreto de resistência de aproximadamente 40% menor em relação à resistência dos pilares. Esses modelos continham a laje armada e sem armadura e foram submetidos somente a ensaios de compressão axial. Em algum dos casos foi feita uma análise mais detalhada, usando-se o programa de elementos finitos.

Existem poucos estudos sobre a resistência de pilares interceptados por pisos de concreto de menor resistência, constatando que alguns parâmetros a influenciam, tais como, a relação entre a resistência do pilar e resistência da laje ( $f_{cp}/f_{cl}$ ), a relação entre a espessura do piso e a dimensão da seção do pilar ( $e/b$ ), a posição do pilar na estrutura (pilar central, borda e de canto), forma da seção do pilar, carga na laje, armadura na laje e armadura no pilar. Neste ar-

tigo foram analisados apenas pilares internos interceptados por laje, não variando a relação  $e/b$ . Essa relação somente sofreu variação quando foram estudados modelos de pilares sanduíches e com resistências diferentes ao longo da altura. Procurou-se estudar também a influência da laje armada nos resultados da resistência efetiva, tentando-se trabalhar com a rela-

ção  $f_{cp}/f_{cl} > 1,4$ . Algumas das expressões a seguir dependem da posição do pilar – interceptado por laje ou por laje e vigas (tabela 1).

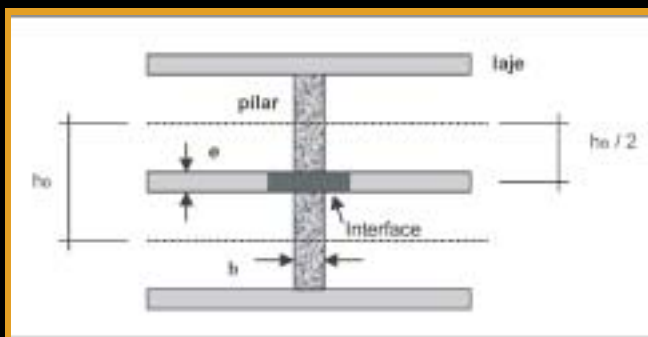


Figura 1 - Protótipo

Tabela 1 - Expressões para avaliar  $f_{ce}$  (resistência efetiva) em pilares internos

AUTOR OU NORMA		PILARES INTERNOS
PARA PILARES INTERCEPTADOS POR LAJE OU POR LAJE E VIGAS DE ALTURA APROXIMADAMENTE IGUAL		
BIANCHINI et al, 1960		$f_{cp}$ se $f_{cp} \leq 1,5 f_{cl}$ $0,75 \times f_{cp} + 0,375 \times f_{cl} \leq f_{cp}$ para $f_{cp}/f_{cl}$ entre 1,5 e 3,0 (pilar-laje) ou entre 1,5 e 2,0 (pilar-laje e viga)
ACI 318-99	se $f_{cp} \leq 1,4 f_{cl}$ se $f_{cp} > 1,4 f_{cl}$	$f_{cp}$ $0,35 \times f_{cl} + 0,75 \times f_{cp} \leq f_{cp}$
ACI 318-02	se $f_{cp} \leq 1,4 f_{cl}$ se $f_{cp} > 1,4 f_{cl}$	$f_{cp}$ $0,35 \times f_{cl} + 0,75 \times f_{cp} \leq f_{cp}$ para $f_{cp}/f_{cl} \leq 2,5$
CSA 23.3-94	se $f_{cp} \leq 1,4 f_{cl}$ se $f_{cp} > 1,4 f_{cl}$	$f_{cp}$ $1,05 \times f_{cl} + 0,25 \times f_{cp} \leq f_{cp}$
PARA PILARES INTERCEPTADOS POR LAJE		
GAMBLE e KLINAR, 1991	se $f_{cp} \leq 1,4 f_{cl}$ se $f_{cp} > 1,4 f_{cl}$	$f_{cp}$ $0,47 \times f_{cl} + 0,67 \times f_{cp} \geq 1,4 \times f_{cl}$
OSPINA e ALEXANDER, 1998	se $f_{cp} \leq 1,4 f_{cl}$ se $f_{cp} > 1,4 f_{cl}$	$f_{cp}$ $(1,4 - 0,35/(\epsilon/b)) \times f_{cl} + (0,25/(\epsilon/b)) \times f_{cp} \geq 0,33$

Este trabalho estuda os efeitos do confinamento dado por lajes em pilares de concreto com diferentes resistências à compressão ao longo da altura, especificamente, no nó pilar-laje. Os valores dessas diferenças de resistência foram analisados teórica e experimentalmente, baseando-se nas recomendações do item 10.13 do ACI 318, nos trabalhos de William Gamble, Ospina, Bianchini e na norma canadense CSA CAN3-A23.3-M. Com a finalidade de se avaliar tais recomendações, foram elaborados modelos simulando uma estrutura de pilar e lajes planas, submetidos a ensaios de compressão axial. Os resultados experimentais foram comparados com aquelas recomendações e levaram a conclusões significativas. Por outro lado, esses mesmos resultados foram comparados, através de um modelo de Elementos Finitos, com o critério de confinamento do CM CEB 90 (atual FIB)

Tabela 2 - Nomenclatura e quantidade dos grupos de corpos-de-prova P (pilar) e L (laje)

NOMES DOS GRUPOS DE CORPOS-DE-PROVA	QUANTIDADE DE CORPOS-DE-PROVA	
	fc7	fc28
P50	2	2
P40	2	2
P30	2	2
L35	2	2
L28	2	2
L21	2	2

Tabela 3 - Nomenclatura dos modelos reduzidos 1 referente a cada tipo de resistência de concreto usada

NOMES PARA MODELO REDUZIDO 1	fc (MPa)	QUANTIDADE DE MODELOS
I-50	50	2
I-40	40	2
I-30	30	2
I-35	35	2
I-28	28	2
I-21	21	2
TOTAL		12

## NÓ PILAR-LAJE

Partiu-se de uma estrutura formada por pilares e lajes planas como mostra a figura 1. Nesta figura,  $h_0$  será de 2,80m, medida usualmente empregada nos projetos de estruturas de prédios. A largura do pilar é chamada de  $b$  e a espessura da laje plana,  $e$ , é igual a 30cm, por se tratar de um valor considerado em alguns dos cálculos estruturais de lajes planas. Nesta estrutura, considerou-se os pilares com resistências superiores às lajes (cerca de 40% maior). Para o cálculo da medida experimental da espessura da laje plana

( $e_{exp}$ ) foi considerada a altura do modelo ( $h_{mod}$ ) igual a 65cm, garantindo mais esbeltez ao conjunto. O valor encontrado foi de aproximadamente 7cm. A medida para  $b$  (seção do pilar) era de 15cm, o qual seguindo a escala adotada representou um pilar com dimensão de aproximadamente 65cm. As resistências adotadas para os pilares ( $f_{cp}$ ) foram de 50, 40 e 30 MPa. E para as lajes ( $f_{cl}$ ) de 35, 28 e 21 MPa, respeitando a razão entre  $f_{cp}/f_{cl} > 1,4$ .

## MODELOS REDUZIDOS

Ao moldar os modelos reduzidos, corpos-de-prova cilíndricos 10x20cm foram moldados juntamente, acompanhando o comportamento das resistências dos diferentes concretos usados em cada modelo (corpo-de-prova P referia-se ao concreto do pilar e o corpo-de-prova L, ao da laje). Esses corpos-de-prova submeteram-se ao ensaio de ruptura por compressão axial segundo a NBR-5739 e foram rompidos aos 7 e aos 28 dias ( $f_{c,7}$  e  $f_{c,28}$ ), como na tabela 2.

Os corpos-de-prova com a resistência da laje (resistência menor em relação à resistência do pilar), além do ensaio por compressão axial, também foram submetidos ao ensaio por com-

pressão diametral segundo NBR-7222/1983, a fim de se determinar a resistência à tração ( $f_{t,28}$ ). Eles foram rompidos aos 28 dias (dois corpos de prova para cada tipo de concreto).

Neste trabalho, foram ensaiados quatro tipos de modelos reduzidos, dentre os quais, apenas dois representaram aproximadamente o protótipo da figura 1. Os outros dois pilares isolados, serviram como base para comparação e análise dos resultados. Os modelos, após terem sido moldados, conservaram-se dentro das fôrmas durante 24 horas e foram desformados em seguida, sendo levados à câmara úmida para serem curados, permanecendo por lá durante 28 dias, posteriormente submetidos ao ensaio de ruptura à compressão axial.

## Modelo reduzido 1

O modelo reduzido 1 representa um pilar isolado com base quadrada igual a 15cm e altura 65cm. O mesmo recebeu somente um único tipo de concre-



Figura 2 - Concretagem do modelo reduzido 1-50

to com as resistências na ordem de 50, 40 e 30 MPa encontrados nos corpos-de-prova cilíndricos *P* (pilar) e concreto com resistência em torno de 35, 28 e 21 MPa encontrados nos corpos-de-prova cilíndricos *L* (laje). Este modelo auxiliou na análise de resistência do modelo reduzido 2 (ver a seguir). A tabela 3 refere-se à nomenclatura dos modelos reduzidos 1 associada a cada tipo de concreto usado.

Este modelo foi moldado “de lado” para viabilizar a execução e facilitar a planicidade e o prumo (ver figura 2).

Tabela 4 - Dimensionamento do modelo reduzido 2 com altura  $h_{mod}$  igual a 65 cm

	$\epsilon$ (cm)	$(h_{mod} - \epsilon) / 2$ (cm)
$\epsilon 1$	4,5	30,25
$\epsilon 2$	6,0	29,5
$\epsilon 3$	7,0	29,0
$\epsilon 4$	14,0	25,5

Os modelos reduzidos 1 foram moldados sem interrupção e vibrados na mesa vibratória em duas camadas.

### Modelo reduzido 2

O modelo reduzido 2 também representa um pilar isolado com base quadrada igual a 15cm e altura 65cm. Ele apresenta a mesma geometria do modelo reduzido 1, porém, é composto por dois tipos de concretos ao longo da altura, sendo a parte central ( $\epsilon$ ) composta pelo concreto de menor resistência (35, 28 e 21 MPa), o mesmo encontrado no corpo-de-prova de monitoramento denominado *L*. O restante da altura do modelo ( $h_{mod} - \epsilon$ ) recebeu o concreto com resistências na ordem de 50, 40 e 30 MPa (tabelas 4 e 5).

Os mesmos foram moldados “de lado” conforme o modelo 1. No entanto, a interface pilar-laje se deu em faces laterais e não em faces topo-fundo,

Tabela 5 - Nomenclatura para o modelo reduzido 2 e respectivas quantidades

NOMES PARA O MODELO REDUZIDO 2	ESPESSURAS $\epsilon$ (cm)	QUANTIDADE DE MODELOS	NOMES DOS SUBGRUPOS
2-50-35	$\epsilon 1$	2	2-50-35- $\epsilon 1$
	$\epsilon 2$	2	2-50-35- $\epsilon 2$
	$\epsilon 3$	2	2-50-35- $\epsilon 3$
	$\epsilon 4$	2	2-50-35- $\epsilon 4$
2-40-28	$\epsilon 1$	2	2-40-28- $\epsilon 1$
	$\epsilon 2$	2	2-40-28- $\epsilon 2$
	$\epsilon 3$	2	2-40-28- $\epsilon 3$
	$\epsilon 4$	2	2-40-28- $\epsilon 4$
2-30-21	$\epsilon 1$	2	2-30-21- $\epsilon 1$
	$\epsilon 2$	2	2-30-21- $\epsilon 2$
	$\epsilon 3$	2	2-30-21- $\epsilon 3$
	$\epsilon 4$	2	2-30-21- $\epsilon 4$
		TOTAL	24

como é a realidade. Neste caso, parte-se da condição de que o concreto é um material isotrópico e homogêneo e que a aderência na interface pilar-laje não é alterada pela direção da concretagem.

Para se obter as diferentes espessuras experimentais encontradas na tabela 4, utilizou-se espaçadores metálicos com quatro larguras diferentes: 4,5; 6; 7; e 14cm (ver figura 3) que se encaixavam na fôrma. Cada fôrma apresentava marcas (indicadas pela seta vermelha na figura 4) onde se posicionava o espaçador correspondente. Colocava-se o concreto em cada parte a meia altura da fôrma e a mesma era levada até a mesa vibratória. Completava-se a segunda camada até preencher a fôrma vibrando-a novamente. Retirava-se o espaçador levemente, para que os concretos diferentes não se misturassem.

### Modelo reduzido 3

O modelo reduzido 3 – representação do pilar central com laje de concreto –, diferencia-se dos anteriores por apre-

Tabela 6 - Nomenclatura para o modelo reduzido 3

NOMES PARA MODELO REDUZIDO 3	ESPESSURAS $\epsilon$ (cm)	QUANTIDADE DE MODELOS
3-50-35	7	2
3-40-28	7	2
	Total	4

sentar a laje de concreto centralizada. Neste modelo, trabalhou-se apenas com dois conjuntos de resistências: 50-35 MPa e 40-28 MPa, para analisar as estruturas atuais que têm pilares com concretos de resistências maiores. Estudou-se a espessura de 7cm nesta situação para representar a laje com espessura de 30cm do protótipo. Além disso, esse valor de espessura adotado não trouxe dificuldades quanto à colocação de armadura na laje do modelo 4 (tabela 6).

Os modelos reduzidos 3 foram moldados “de pé” com interrupção entre as partes pilar e laje e vibrados com vibrador de agulha de imersão. Primeiramente, moldava-se a parte do pilar de baixo em duas camadas, vibrando-as com o vibrador (figura 5 e figura 6).

Aguardava-se 40 minutos e iniciava-se a moldagem seguinte que consis-



Figura 3 e figura 4 - Espaçadores com espessuras de 14, 7, 6 e 4,5cm e montagem do modelo reduzido 2-50-35- $\epsilon_3$  (espessura de 7cm)

Figura 5 e figura 6 - 1.ª e 2.ª etapas do modelo reduzido 3-40-28



Figura 7 e figura 8 - Forma completa do modelo reduzido 3 (50 e 35 MPa) para a 3.ª etapa de concretagem (pilar superior) e modelo 3 endurecido (50 e 35 MPa)

tia na concretagem da laje. A mesma também foi dividida em duas camadas e cada uma vibrada com o vibrador de agulha. Para concretar o pilar de cima, completou-se a fôrma e aguardou-se uma hora e meia a duas horas para iniciar a última concretagem, de forma a garantir a separação dos concretos diferentes (figura 7 e figura 8).

Tabela 7 - Nomenclatura para o modelo reduzido 4 armado

NOMES PARA O MODELO REDUZIDO 4	ESPESSURAS $\epsilon$ (cm)	QUANTIDADE DE MODELOS
4-50-35	7	2
4-40-28	7	2
Total		4

Tabela 8 - Ensaio de compressão axial simples: monitoramento do concreto para modelos reduzidos 1 e 2. (corpo-de-prova P)

CORPOS-DE-PROVA	fc1,7 (MPa)	fc2,7 (MPa)	fc7 (MPa)	fc1,28 (MPa)	fc2,28 (MPa)	fc28 (MPa)
P50-7	37,69	38,71	38,20			
P40-7	26,74	25,53	26,14			
P30-7	23,05	20,69	21,87			
P50-28				45,33	46,79	46,06
P40-28				35,50	39,60	37,55
P30-28				31,60	30,25	30,93

Tabela 9 - Ensaio de compressão axial simples: monitoramento do concreto para modelos reduzidos 1 e 2. (corpo-de-prova L)

CORPOS-DE-PROVA	fc1,7 (MPa)	fc2,7 (MPa)	fc7 (MPa)	fc1,28 (MPa)	fc2,28 (MPa)	fc28 (MPa)
L35-7	23,72	23,94	23,83			
L28-7	19,48	18,97	19,23			
L21-7	10,63	9,93	10,28			
L35-28				27,50	30,76	29,13
L28-28				25,85	25,85	25,85
L21-28				16,63	14,72	15,67

Tabela 10 - Ensaio de compressão axial simples: monitoramento do concreto para modelos reduzidos 3 e 4. (corpo-de-prova P)

CORPOS-DE-PROVA	fc1,7 (MPa)	fc2,7 (MPa)	fc7 (MPa)	fc1,28 (MPa)	fc2,28 (MPa)	fc28 (MPa)
P-50-7	46,03	47,62	46,82			
P-40-7	40,62	31,70	36,16			
P-50-28				54,24	58,57	56,40
P-40-28				38,83	38,81	38,82

### Modelo reduzido 4

O modelo reduzido 4 – representação do pilar central com laje de concreto armada –, é exatamente igual ao modelo reduzido 3, porém, a laje de concreto de 7cm é armada. E a concretagem do modelo

ocorreu da mesma forma que o modelo reduzido 3. Para o cálculo da armadura na laje de concreto considerou-se uma malha de aço composta por 5 barras com diâmetro de 5mm. O que se pretendia analisar com este modelo era até que ponto a presença de armadura na laje influenciaria no efeito do confinamento (tabela 7).

Para este modelo utilizou-se extensômetros (“strain gages” KFG-5-120-C1-C11) de forma a monitorar a deformação do aço quan-

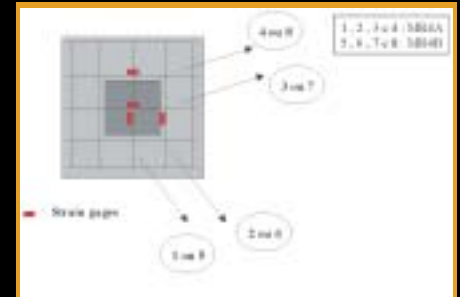


Figura 9 - Posicionamento dos “strain gages” colados nas armaduras e suas respectivas demarcações em cada modelo reduzido 4 (MR4A e MR4B)

do o modelo reduzido fosse submetido à compressão axial aos 28 dias. Os “strain gages” foram colados nas armaduras em duas direções conforme figura 9. Colou-se um “strain gage” na armadura que atravessava o pilar e próximo a ele. Repetiu-se o processo na outra direção (figura 10 e figura 11).

### RESULTADOS E ANÁLISE

#### Ensaio de compressão axial simples (corpos-de-prova de monitoramento)

Preparados os corpos-de-prova, eles foram ensaiados em uma prensa com capacidade de carga compatível com as cargas de rupturas estimadas. O ensaio de ruptura à compressão axial seguiu os procedimentos da NBR-5739. Os resultados dos valores médios das resistências do ensaio de compressão axial simples (aos 7 e 28 dias) para os corpos-de-prova P estão disponíveis na tabela 8. Os resultados para os corpos-de-prova L, encontram-se na tabela 9. Estes corpos-de-prova monitoraram os concretos dos modelos reduzidos 1 e 2.

Analisando a tabela 8 e tabela 9, nota-se que os valores das resistências ficaram um pouco abaixo do esperado. O corpo-de-prova P30-28 apresentou melhor resultado, enquanto que L35-28 e L21-28, resultados um pouco abaixo.

Comparando os valores da tabela 8 com os da tabela 10, verifica-se que os valores da última tabela apresentaram-se maiores que os da primeira, sendo que o corpo-de-prova P40-28 apresentou resultados mais próximos para a resistência aos 28 dias. Isto também é notado entre a tabela 9 e tabela 11, onde os resultados mais próximos também

Tabela 11 - Ensaio de compressão axial simples: monitoramento do concreto para modelos reduzidos 3 e 4. (corpo-de-prova L)

CORPOS-DE-PROVA	f <sub>cl,7</sub> (MPa)	f <sub>c2,7</sub> (MPa)	f <sub>cm7</sub> (MPa)	f <sub>cl,28</sub> (MPa)	f <sub>c2,28</sub> (MPa)	f <sub>cm28</sub> (MPa)
L-35-7	30,05	26,93	28,49			
L-28-7	21,45	21,01	21,23			
L-35-28				37,37	37,37	37,37
L-28-28				27,62	25,00	26,31

ocorreram para o corpo-de-prova com menor resistência, L28-28.

Como na experiência foram usados corpos-de-prova cilíndricos 10x20cm seria interessante corrigir essas resistências utilizando um coeficiente de correlação para um corpo-de-prova cilíndrico de 15x30cm, segundo Avram et al [2]. Porém, como essa correção é de apenas 3%, a mesma foi desprezada na análise das resistências entre os corpos-de-prova cilíndricos 10x20cm, mas a correção foi feita ao comparar estas resistências com as dos modelos.

**Resultados do experimento com os modelos reduzidos**

Os modelos reduzidos foram retirados do local de cura (câmara úmida) 24 horas antes da realização dos ensaios e deixados na temperatura e umidade ambientes. Como o capeamento dos modelos não foi possível devido à dificuldade do processo, para regularizar a superfície de topo, adotou-se o uso de uma chapa bem fina de madei-

Tabela 12 - Resultados das resistências aos 28 dias referentes ao ensaio de compressão axial para o modelo reduzido 1

NOMES PARA MODELO REDUZIDO I	f <sub>cm</sub> (MPa)
I-50	36,80
I-40	27,67
I-30	25,45
I-35	23,16
I-28	21,92
I-21	12,41

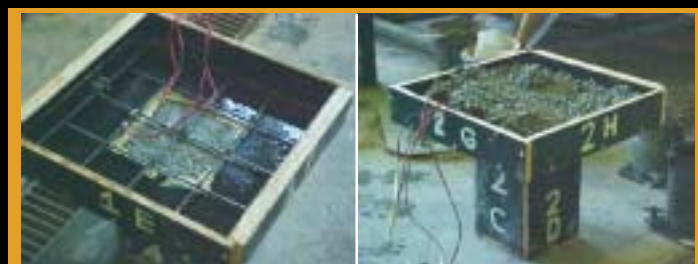


Figura 10 e figura 11 - 1.ª e 2.ª etapas do modelo reduzido 4 (50 e 35 MPa)

ra compensada. Preparados os modelos reduzidos, os mesmos foram ensaiados em uma prensa com capacidade de carga compatível com as cargas de ruptura estimadas, de acordo com a NBR-5739/1980.

**Modelo reduzido 1** - Por se tratarem de modelos um pouco esbeltos, bem mais alongados que os corpos-de-prova normais, houve uma preocupação quanto aos efeitos de excentricidade, inclusive, 2.ª ordem. Para que esse efeito não influenciasse significativamente nos resultados, partiu-se para a idéia de se usar uma moldura de madeira jatobá envolvendo o modelo à meia altura, apoiada em seus quatro cantos por pequenos blocos de concreto que funcionavam como suporte (figura 12 e figura 13).

A finalidade dessa moldura era apenas impedir que o modelo se deslocasse lateralmente do próprio eixo quando a força estivesse sendo aplicada no topo, criando uma flexão composta indesejável. Apesar das peças do travamento estarem prontas, o mesmo só foi finalizado com o modelo posicionado no local do ensaio e antes do mesmo acontecer. No lado da moldura que não estava travado contra os apoios da prensa, colocaram-se tirantes (ver figura 14) de forma a suportar possíveis esforços naquela direção. Os resultados obtidos das resistências à compressão aos 28 dias estão registrados na tabela 12.

Nota-se pela tabela 12, que os valores das resistências estão mais baixos do que o esperado. Neste caso, corrigiu-se a resistência dos corpos-de-prova de monitoramento para 0,97 da re-

sistência obtida conforme Avram et al. Ao analisar a relação entre a resistência real e a resistência esperada corrigida ( $f_{cm, real} / f_{cm, esperado}$ ), verifica-se que tal relação encontra-se em torno de 0,76 a 0,87, conforme tabela 13. Portanto, o fator de correção médio para esse modelo é de 1,22 razoavelmente próximo do fornecido por Avram et al que sugerem para corpos-de-prova prismáticos com altura equivalente a 4,3 vezes a dimensão da seção da base, uma correção média de aproximadamente 1,15. Cabe ressaltar, que os prismas ensaiados por Avram et al eram todos com base de 20x20cm. Por outro lado, essa diferença pode ser justificada por variabilidades intrínsecas e eventualmente, por efeitos de flexão composta um pouco maiores para este caso.

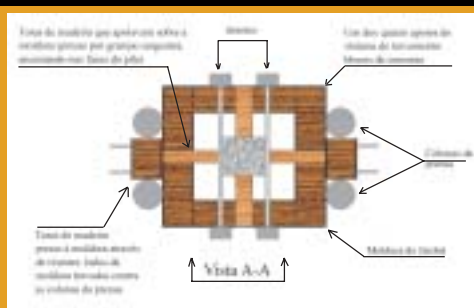


Figura 12 - Planta do sistema de travamento

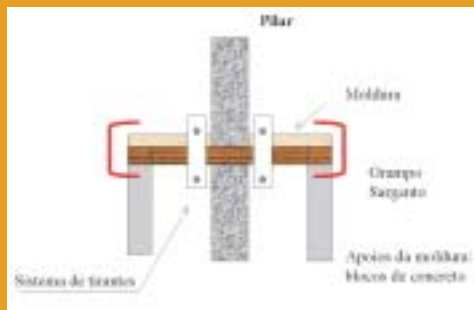


Figura 13 - Vista A-A do sistema de travamento



Figura 14 - Travamento finalizado com os tirantes de aço colocados no modelo I-50

Tabela 13 - Valores para relação da resistência real e resistência esperada no modelo 1

PRISMÁTICO 15x15x65cm	
	$f_{c,real}/f_{c,esperado}$
I-50	0,82
I-40	0,76
I-30	0,85
I-35	0,82
I-28	0,87
I-21	0,82
média	0,82

Tabela 14 - Relação entre resistências do modelo 2 com o modelo 1 para cada espessura

$\epsilon$ (cm)	MODELO REDUZIDO	$f_{cmr2}$ (MPa)	$f_{cmr1}$ (MPa)	$f_{cmr2}/f_{cmr1}$
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

De acordo com Santos, 1989 [7], a resistência à compressão diminui com o aumento do tamanho do corpo-de-prova. Nas condições usuais de ensaio, o atrito dos pratos da prensa com os topos do corpo-de-prova cria estados múltiplos de tensão que aumentam a resistência aparente do concreto. A restrição à dilatação dos topos do corpo-de-prova provoca tensões transversais de compressão no concreto. A influência dessas tensões transversais de compressão diminui à medida que aumenta o comprimento do corpo-de-prova, pois as zonas onde efetivamente há estados múltiplos de compressão tendem a se restringir apenas às extremidades. Por outro lado, o aumento do tamanho

do corpo-de-prova também acarreta o aumento da flexão do mesmo por efeito de excentricidade. Corpos-de-prova mais longos apresentam maiores defeitos de retinidade ou falta de paralelismo. Por isso, foi previsto o travamento a meia altura.

Por se tratar de um modelo apenas constituído por concreto sem estribos e muito menos armadura longitudinal, analisando a ruptura, observa-se que a tendência é a ruína por perda lateral

de material, destacados por cisalhamento inclinado. Além disso, algumas rupturas apresentaram-se em forma de cone, conforme mostram as fotos das figuras 15 e 16.

**Modelo reduzido 2**

- Antes de se submeter aos ensaios de compressão axial, o modelo reduzido 2 foi trava-

do pelo mesmo sistema de moldura de madeira e tirantes utilizado no modelo reduzido 1, evitando a influência dos efeitos de excentricidade, inclusive, de 2.<sup>a</sup> ordem. Os resultados obtidos das resistências à compressão estão apresentados na tabela 14.

Analisando isoladamente o modelo 2-40-28, nota-se que a resistência para uma espessura central de 4,5cm é maior que a resistência do modelo 1-40 quando se tem um tipo de concreto, o que não parece ser muito lógico. Além disso, a resistência do modelo 1-40 pareceu estar um pouco abaixo da resistência esperada comparando-se com os resultados das outras resistências do modelo 1. Portanto, para determinados

exemplos de relações entre os modelos, desprezou-se os resultados do modelo 1-40.

Observa-se que ao aumentar a relação  $e/d$  (espessura/dimensão do pilar), ou seja, ao aumentar a espessura referente ao concreto de menor resistência, mantendo-se aproximadamente a mesma medida para a dimensão do pilar, a resistência do conjunto tende a diminuir, o que era esperado, pois não há a contribuição de nenhum confinamento. Para as espessuras de 6cm e 7cm, as resistências comportaram-se praticamente iguais devido a pouca diferença entre as espessuras (apenas 1cm). Comparando as resistências na espessura de 4,5cm com as resistências referentes ao modelo reduzido 1 representando pilares (com um tipo de concreto), observa-se que a relação entre  $f_{cm,4.5}/f_{cm,mr1}$  é da ordem de 0,8 a 0,89. Portanto, o modelo ao apresentar uma espessura mínima que seja (4,5cm) com concreto de resistência menor, a resistência já diminui de 10% a 20% se comparado ao modelo com um único tipo de concreto. Analisando a relação entre a resistência da espessura de 14cm com a resistência referente ao modelo reduzido 1 ( $f_{cm,14}/f_{cm,mr1}$ ) nota-se que o valor é de aproximadamente 0,7. Tudo se passa nesse caso como se o pilar fosse feito do concreto de resistência menor. Nas figuras 17 e 18 são apresentadas fotos referentes às rupturas dos modelos reduzidos 2 nas diferentes espessuras. Nas fotos nota-se que as rupturas são bem acentuadas no miolo do pilar onde se tem concreto de menor resistência, o que parece ser bem razoável.

**Modelo reduzido 3** - O mesmo também foi travado pelo sistema de moldura de



Figura 15 e figura 16 - Rupturas do modelo reduzido 1-50 e 1-35



Figura 17 e figura 18 - Rupturas do modelo reduzido 2-50-35 com espessura de 7cm e 14cm



Figura 19 e figura 20 - Esmagamento da região da interface pilar-laje (3-50-35) e fissura na laje e no pilar superior (3-50-35)



Figura 21 e figura 22 - Ruptura do pilar superior de outro modelo 4-50-35 e pequena fissura na laje após ruptura do modelo 4-40-28

madeira e tirantes. Os resultados obtidos das resistências à compressão estão apresentados na tabela 15.

Ao comparar os resultados das resistências do modelo 3 com as do modelo 1, nota-se também que existe um aumento nos valores das mesmas, porém, o acréscimo neste caso é de 34% para o modelo 50-35, por exemplo.

Nas figuras 19 e 20 podemos observar as rupturas deste modelo após o ensaio de compressão axial. Verifica-se que o pilar superior sofreu uma ruptura explosiva, principalmente o do modelo 3-50-35 e a laje apresentou fissuras bem marcantes, principalmente nos cantos. A aparição dessas fissuras põe fim ao confinamento do pilar na zona de intersecção com a laje. Após desenvolvimento das fissuras na laje, acontece a ruptura brusca no pilar superior. O pilar inferior não sofreu quase nenhuma fissura. Outro fato interessante observado foi o esmagamento da laje bem na interface com o pilar superior somente no modelo 3-50-35, pelo pilar apresentar uma resistência de 51% maior que a resistência da laje (ver figura 19 e figura 20). O pilar superior rompe a partir de fissuras na região de contato com a laje onde há o concreto de menor resistência. Neste caso, recomenda-se a coloca-

ção de armadura na laje próxima ao pilar para que os esforços de tração sejam absorvidos e assim, aumentar o efeito de confinamento das lajes.

**Modelo reduzido 4** - Assim como os outros, o modelo também foi travado pelo sistema de moldura de madeira e tirantes. Os resultados obtidos das resistências à compressão do modelo reduzido 4 encontram-se na tabela 16.

Pela tabela 16, nota-se que a presença de laje com armadura, mesmo com resistência menor ao redor do pilar (com resistência maior), faz com que haja um aumento de 36% ou 38% na resistência do modelo que possui somente um tipo de concreto, graças ao efeito do confinamento lateral. Durante o ensaio de compressão, os “gages” colados na armadura da laje, eram monitorados pelo ADS através do programa AQDADOS7. Com as leituras obtidas a partir dos “gages”, observa-se que quando o modelo 4 era submetido à compressão axial, as armaduras na laje eram solicitadas.

Nas fotos das figuras 21 e 22 são apresentadas as rupturas destes modelos após o ensaio de compressão axial. Assim como o modelo 3, o pilar superior sofre uma ruptura explosiva, porém, um pouco mais acentuada que a ruptura do modelo 3. A laje, neste

caso, apresentou leves fissuras na parte superior. O pilar inferior também não sofreu quase nenhuma fissura. Mas não foi observado para este mo-

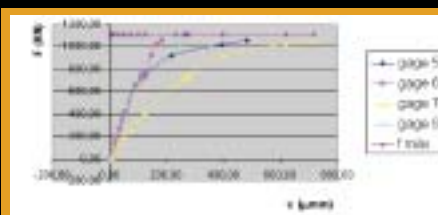


Figura 23 - Gráfico força X deformação da armadura na laje do modelo 4B-50-35

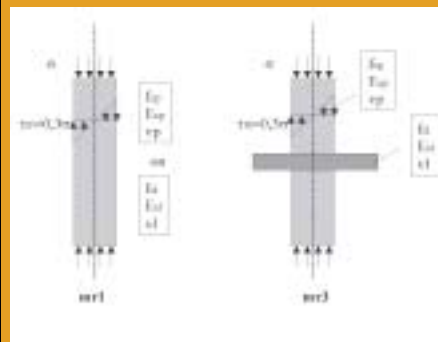


Figura 24 - Representação dos modelos reduzidos 1 e 3 e respectivos dados de entrada

Tabela 15 - Relação entre resistências do modelo 3 com o modelo 2 para espessura de 7 cm e do modelo 3 com o modelo 1

mr	fcmr3	fcmr2	fcmr1	fcmr3/fcmm2	fcmr3/fcmm1
50-35	49,20	29,41	36,80	1,67	1,34
40-28	35,77	26,73	27,67	1,34	1,29

Tabela 16 - Relação entre resistências do modelo 4 com os modelos 3 e 2 para espessura de 7 cm e do modelo 4 com o modelo 1

mr	fcmr4	fcmr3	fcmr2	fcmr1	fcmr4/fcmm3	fcmr4/fcmm2	fcmr4/fcmm1
50-35	50,07	49,20	29,41	36,80	1,02	1,70	1,36
40-28	38,24	35,77	26,73	27,67	1,07	1,43	1,38

delo o esmagamento da laje bem na interface com o pilar superior assim como foi notado no modelo 3-50-35.

O gráfico na figura 23 mostrou melhores leituras. Observa-se, que a barra de aço na qual estava colado o “gage” 7 (posicionada no centro do pilar), apresentou maior deformação para uma mesma força.

Compararam-se os resultados das resistências efetivas aqui obtidos com as equações das resistências efetivas proposta pelo ACI/1999-2002, CSA/1994, Gamble e Klinar/1991, Bianchini et al/1960 e Ospina e Alexander/1998.

Os autores consultados utilizaram modelos reduzidos de concreto arma-

Tabela 17 - Resultados comparativos do cálculo das diferentes equações das resistências efetivas de outros autores

MODELO	f <sub>cp</sub> /f <sub>cl</sub>	BIANCHINI ET AL 1960 f <sub>cm,ε</sub>	ACI 2002 f <sub>cm,ε</sub>	CSA 23.3-94 f <sub>cm,ε</sub>	GAMBLE ET AL 1991 f <sub>mc,ε</sub>	OSPINA ET AL 1998 f <sub>cm,ε</sub>	VALORES MÉDIOS REAIS SEM LAJE ARMADA (MR3)	VALORES MÉDIOS REAIS COM LAJE ARMADA (MR4)
50-35	1,51	54,62	53,72	51,74	53,69	52,87	49,20	50,07
40-28	1,48	37,65	37,17	36,21	37,22	36,76	35,77	38,24

Tabela 18 - Valores da resistência do concreto confinado por CEB-FIP e experimentalmente

	f <sub>c</sub> , f <sub>t</sub> (MPa) (CEB)	f <sub>c</sub> , exp (MPa) sem laje armada
50-35	49,78	49,20
40-28	34,71	35,77

Tabela 19 - Valores da tensão de tração

	f <sub>c</sub> , t (experimental) MPa	σ <sub>1</sub> (Elem. finitos) MPa
50-35	4,06	4,80
40-28	3,07	5,33

do. Analisando os valores da tabela 17, verifica-se que os resultados mais próximos aos resultados experimentais com a “laje armada” são os da norma canadense para o caso do modelo 50-35 e o do ACI ou de Gamble ou de Bianchini para o caso do modelo 40-28. Todos os critérios ficaram contra a segurança para o modelo 50-35 e a favor, para o modelo 40-28. Neste caso, o efeito do confinamento pode ter sido reduzido com o aumento da resistência.

### ANÁLISE DOS MODELOS REDUZIDOS 1 E 3 UTILIZANDO-SE UM MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Comparando os resultados obtidos nos ensaios com os resultados propostos pelas equações de cálculo das resistências efetivas, notou-se que os resultados experimentais foram bem coerentes com os resultados empíricos daquelas equações. Porém, para completar a análise, faltava determinar as tensões de confinamento e verificar seu efeito. Foi necessário elaborar alguns modelos de elementos finitos para que se determinassem essas tensões confinantes. Assim, foram elaborados e analisados os modelos de elementos finitos correspondentes aos modelos reduzidos 1 e 3, como mostra a figura 24.

Considerou-se nas “cabeças” dos modelos, além das tensões de compressão σ, tensões de cisalhamento linearmente variáveis com valor máximo de 30% da tensão de compressão (τ<sub>m</sub> = 0,3xσ) nas bordas da seção. Esse valor

de 30% corresponde ao atrito entre a cabeça do corpo de prova e a base da prensa.

Analisou-se o modelo 1 com a resistência do pilar (f<sub>cp</sub>) e da laje (f<sub>cl</sub>), separadamente, com os respectivos valores para módulos de elasticidade (E) e coeficientes de Poisson (ν). Já no modelo 3, cada parte que representava tanto o pilar como a laje, recebeu os dados correspondentes.

Os modelos foram calculados em regime “elástico linear”.

A partir da figura 25, observa-se que o modelo 1-50, ao ser seccionado, apresentou tensões de compressão equivalentes ao valor da tensão aplicada no topo, como era de se esperar.

Para o cálculo da resistência característica do concreto confinado (f<sub>ck, cf</sub>) no modelo reduzido 3, foram utilizadas equações propostas pelo CM - CEB-FIP 1990.

Através da figura 26, obtém-se o valor para a tensão lateral de confinamento (σ<sub>2</sub>). Na tabela 18, é possível comparar os valores da resistência do concreto confinado obtido através das equações do CEB (f<sub>c, ep</sub>) e experimentalmente, f<sub>c, exp</sub>. O valor da tensão f<sub>c, ef</sub> depende da tensão σ<sub>2</sub> obtida no modelo por elementos finitos.

Conclui-se que o modelo de confinamento proposto pelo CM - CEB-FIP leva a uma boa aproximação do resultado experimental.

Além disso, verificou-se que a tensão de tração (σ<sub>1</sub>) na laje do modelo 3 obtida pela análise de elementos finitos era menor ou igual ao valor da resistência à tração (f<sub>cl</sub>) experimental do concreto da laje, ou seja: σ<sub>1</sub> ≤ f<sub>cl</sub>.

Na figura 27, pode ser observada a máxima tensão de tração na laje e notar que a mesma aparece ao redor do elemento confinado (trecho do pilar em contato com a laje) quando o mesmo é submetido à compressão axial. Os valores correspondentes às tensões de tração encontram-se na tabela 19.

Os valores da tensão de tração na laje obtidos pelo modelo matemático estiveram próximos, mas acima da resistência à tração de tais concretos, o que indica a ruptura por tração que de fato ocorreu. O modelo não pode considerar objetivamente essa ruptura porque faz uma análise fisicamente linear. Para respeitar corretamente esse limite de tração na laje e a correspondente limitação na compressão do pilar seria necessário trabalhar com um modelo fisicamente não linear.

Vale salientar, observando a figura 27, que o confinamento por vigas será sempre muito menor que o das lajes porque não existe material em toda a volta do pilar para criar uma cinta que o confine (figura 28). Observe que isso acontece mesmo que as vigas tenham a largura do pilar (figura 29). O efeito da laje só pode ser obtido com vigas suficientemente mais largas que o pilar.

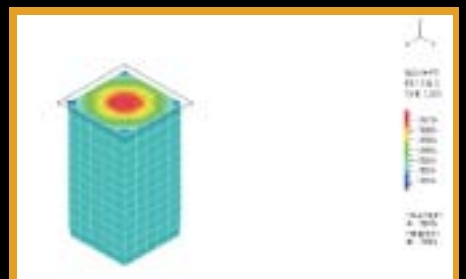


Figura 25 - Tensões σ<sub>3</sub> do modelo 1-50

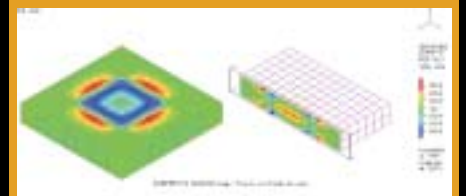


Figura 26 - Tensões σ<sub>2</sub> na interface pilar-laje do modelo 3-50-35

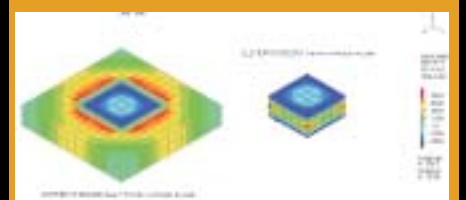


Figura 27 - Tensões σ<sub>1</sub> na interface laje-pilar do modelo 3-50-35



CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos ensaios realizados com o modelo reduzido 1, comprovou-se que a resistência à compressão diminuiu com o aumento do tamanho do corpo-de-prova. Chegou-se ainda a um valor para o fator de correção médio das resistências do modelo 1 igual a 1,22 razoavelmente próximo ao valor fornecido por Avram et al que sugerem para corpos-de-prova prismáticos com altura aproximadamente igual a 4,3 vezes a dimensão da base, uma correção média de 1,15. Essa diferença pode ser justificada por variabilidades intrínsecas e eventualmente por efeitos de flexão composta um pouco maiores para este caso.



Figura 28 - Pilar e laje com cinta totalmente tracionada

Analisando os resultados obtidos com o modelo reduzido 2, notou-se que ao aumentar a relação  $e/b$ , isto é, aumentando a espessura do concreto mais fraco, a resistência do conjunto diminuiu, o que já era esperado, pois não havia confinamento algum para aquela região. Comparando as resistências do caso de menor espessura do modelo 2 (4,5cm) com as resistências referentes ao modelo reduzido 1, observou-se que a resistência do conjunto já diminuiu de 10% a 20%. Ao comparar o modelo 2 com espessura de 14cm com o modelo 1, nota-se que tudo se passa como se o pilar fosse feito do concreto de resistência menor. Observar que esse caso cor-

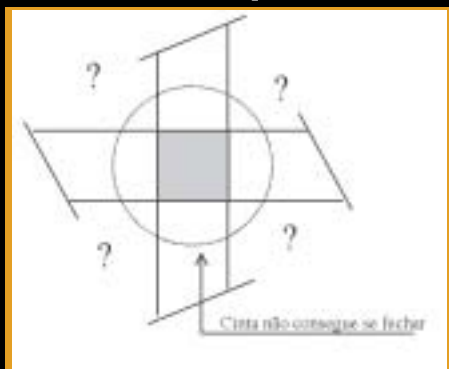


Figura 29 - Pilar e vigas com largura do pilar

responde ao caso de pavimentos em vigas e lajes onde as vigas têm largura pequena em relação às dimensões da seção transversal do pilar, ou seja, confinam muito pouco.

Quanto aos resultados obtidos ensaiando os modelos com laje de menor resistência, com ou sem armadura (modelos 3 e 4, respectivamente), ficou evidente que realmente o confinamento lateral em todas as faces dos pilares internos os levou a ter maior resistência efetiva, chegando até a um ganho de 67% para o modelo 3-50-35 quando comparado ao modelo 2-50-35 de mesma espessura e de 34% em relação ao modelo 1-50, feito com um único concreto de resistência elevada. Este modelo 3 apresentou uma relação entre resistência do pilar e resistência da laje ( $f_{cp}/f_{cd}$ ) em torno de 1,51. Para o modelo 3-40-28, onde essa relação foi de 1,48, obteve-se um ganho de resistência de 34% relacionando o modelo 3 com o modelo 2. Na verdade, esse ganho de 34% nesse modelo é mais correto que aquele de 67% no modelo 3-50-35. Nesse último, houve dois ganhos sobrepostos; um devido ao confinamento e outro, devido a um aumento da resistência do concreto efetiva medida nos corpos-de-prova padrão.

Além da relação  $f_{cp}/f_{cd}$  influenciar na resistência efetiva, outro parâmetro aqui considerado, como a armadura na laje, contribuiu no resultado da resistência do conjunto, mostrando um ganho de resistência de 7% para o modelo 4-40-28.

Comparando os resultados das resistências efetivas destes ensaios com os resultados das expressões propostas na literatura, nota-se que os resultados experimentais para o modelo 50-35 com a laje armada estiveram bem próximos aos resultados da norma canadense. E os resultados do modelo 40-28, aproximaram-se mais dos resultados do ACI, de Gamble e de Bianchini. Todos os critérios ficaram contra a segurança para o caso do modelo 50-35 e a favor, para o caso do modelo 40-28. Isso sugere que o efeito do confinamento pode reduzir-se com o aumento da resistência do concreto.

Por outro lado, os resultados conseguidos através da avaliação do efeito de confinamento por modelagem matemática (Método dos Elementos Finitos) associado ao modelo de confi-

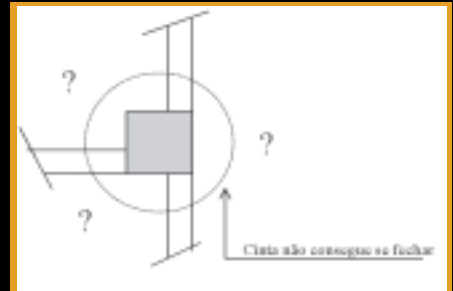


Figura 30 - Vigas estreitas (caso usual e crítico)

namento do CM CEB90, foram satisfatórios e coerentes com os resultados experimentais aqui obtidos.

Sugere-se para estudos futuros que se pesquise pilares de face e canto, inclusive interceptados por vigas ou mesmo analisar interfaces entre pilares e elementos de fundação, onde o confinamento pode ter efeitos consideráveis, mas não existem resultados de pesquisas conclusivas, sobretudo resultados experimentais. ■

\* Ana Paula Silveira dos Santos é mestre em engenharia civil pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

E-mail: anap.silveira@terra.com.br

\*\* Fernando Rebouças Stucchi é professor doutor do Departamento de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

E-mail: fernando.stucchi@poli.usp.br

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] American Concrete Institute – Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02) and Commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2002.
- [2] Avram, C.; Facaoaru, I.; Filimon, I.; Mirsu, O.; Terteia, I., - Concrete Strength and Strains, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, Oxford, New York, 1981.
- [3] Canadian Standards Association, Design of Concrete Structures, CSA A23.3-94 Rexdale, Ontario, 1994.
- [4] CEB-FIP, Model Code for Concrete Structures, Bulletin D'information n.º 203, capítulo 3, p. 29, julho, 1991.
- [5] Freire, L.; Shehata, L. C. D. - Resistência de pilares interceptados por pisos de concreto de menor resistência. Trabalho apresentado no V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, junho de 2003.
- [6] Martins, Antonio Rodrigues - Técnicas Experimentais para Aplicação de Modelos de Microconcreto. 1990. 150p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1990.
- [7] Santos, Lauro Modesto dos - Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, Anais, V. 1, São Paulo, 1989.