

**COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PILARES
CURTOS EM CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA**

Regina Célia Maciel França Prado

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PILARES CURTOS EM
CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA"**

Regina Célia Maciel França Prado

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Profa. Sofia Maria Carrato Diniz
DEES/UFMG - (Orientadora)

Prof. José Márcio Fonseca Calixto
DEES/UFMG

Prof. Roque Luiz da Silva Pitangueira
DEES/UFMG

Prof. Guilherme Sales Melo
UNB

Belo Horizonte, 11 de abril de 2001

Dedico este trabalho a toda minha família que sempre me incentivou e em especial ao meu marido pelo grande apoio.

AGRADECIMENTOS

Eu gostaria de agradecer a professora Sofia pelo seu apoio e orientação durante este estudo, a Escola de Engenharia e ao Departamento de Estruturas pelo suporte dado durante o curso, a todas as pessoas que direta ou indiretamente colaboraram para a execução deste trabalho, e ao apoio financeiro do programa de bolsa dado pelo CAPES durante o período de março de 1998 a março de 2000.

ÍNDICE

Capítulo I. Introdução.....	1
1.1 Declaração do Problema.....	3
1.2 Objetivos da Pesquisa.....	5
1.3 Organização da Dissertação.....	6
Capítulo II. O Concreto de Alta Resistência: Propriedades Mecânicas, Comportamento Estrutural e Considerações de Projeto.....	8
2.1 Propriedades Mecânicas.....	8
2.1.1 Curva Tensão-Deformação.....	8
2.1.2 Módulo de Elasticidade.....	9
2.1.3 Coeficiente de Poisson.....	12
2.1.4 Resistência à Tração.....	12
2.2 Comportamento Estrutural e Considerações de Projeto.....	16
2.2.1 Pilares Carregados Axialmente.....	17
2.2.1.1 Influência do Confinamento.....	18
2.2.1.1.1 Taxa Volumétrica da Armadura Transversal.....	21
2.2.1.1.2 Resistência e Arranjo da Armadura Transversal e Longitudinal.....	22
2.2.1.2 O Efeito do Recobrimento.....	24
2.2.1.3 Carregamento de Longo Prazo.....	26
2.2.2 Vigas.....	27
2.2.2.1 Bloco de Tensões Equivalentes.....	27
2.2.2.2 Deformação Última de Compressão.....	29

2.2.3 Pilares Sujeitos a Carga Axial e Momento Fletor.....	30
2.2.3.1 Distribuição da Tensão de Compressão.....	30
2.2.3.2 Diagrama de Interação para Pilares Curtos.....	31
2.2.3.3 Relação Momento-Curvatura ou Momento-Deformação.....	32
2.2.3.4 Ductilidade de Pilares em CAR sob Carga Axial e Momento Fletor.....	33
2.3 Sumário.....	35
Capítulo III. Modelos de Confinamento.....	36
3.1 Introdução.....	36
3.2 O Modelo de Fafitis e Shah Modificado.....	36
3.3 O Modelo de Razvi e Saatcioglu.....	39
3.4 Comparações entre os Modelos de F&S e R&S.....	44
3.4.1 Razvi e Saatcioglu (1999).....	44
3.4.2 Saatcioglu e Razvi (1998).....	47
3.4.3 Discussão e Conclusões.....	51
Capítulo IV. Simulação da Resistência de Pilares em CAR.....	53
4.1 Generalidades.....	53
4.2 Geração do Diagrama de Interação.....	54
4.3 O Programa PILAR.....	58
4.4 Diagramas de Interação <i>P-M</i>	62
4.5 Sumário.....	83
Capítulo V. Validação do Programa PILAR.....	85
5.1 Carregamento Axial.....	85
5.2 Carregamento Combinado.....	95
5.3 Discussão e Conclusões.....	98

Capítulo VI. Sumário, Conclusões e Sugestões.....	103
6.1 Sumário.....	103
6.2 Conclusões.....	105
6.2.1 Carregamento Axial.....	106
6.2.2 Carregamento Combinado.....	108
6.3 Sugestões.....	110
Referências Bibliográficas.....	111
Apêndice A. Notações.....	114
Apêndice B. Programa PILAR.....	117

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1 – Detalhes dos Pilares Testados por Razvi e Saatcioglu (1999).....	45
TABELA 3.2 – Detalhes dos Pilares Testados por Saatcioglu e Razvi (1998).....	48
TABELA 4.1 – Notação para o Programa PILAR.....	61
TABELA 4.2 – Detalhes dos Pilares Testados por Saatcioglu e Baingo (1999).....	76
TABELA 4.3 – Detalhes dos Pilares Testados por Bayrak e Sheikh (1998).....	80
TABELA 5.1. Tensões no Núcleo Confinado em Pilares Circulares Testados por Razvi & Saatcioglu (1999) e Resultados Analíticos Obtidos pelos Modelos de R&S e F&S Modificado.....	86
TABELA 5.2 - Tensões no Núcleo Confinado em Pilares Quadrados Testados por Saatcioglu e Razvi (1998) e Resultados Analíticos Obtidos pelos Modelos de R&S e F&S Modificado.....	88
TABELA 5.3 – Cargas Axiais de Pilares Quadrados Testados por Saatcioglu e Razvi (1998) e Resultados Analíticos Obtidos pelos Modelos de R&S e F&S Modificado.....	90
TABELA 5.4 – Deformações Axiais de Pilares Quadrados Testados por Saatcioglu e Razvi (1998) e Resultados Analíticos Obtidos pelos Modelos de R&S e F&S Modificado.....	92
TABELA 5.5. Resultados Experimentais para Pilares Circulares Testados por Saatcioglu e Baingo (1999) e Resultados Analíticos Obtidos pelos Modelos de R&S e F&S Modificado.....	95
TABELA 5.6 Resultados Experimentais para Pilares Quadrados Testados por Bayrak e Sheikh (1999) e Resultados Analíticos Obtidos pelos Modelos de R&S e F&S Modificado.....	97
TABELA 6.1 Resultados Analíticos e Experimentais Segundo os Modelos de F&S e R&S para Tensões no Núcleo Confinado.....	106
TABELA 6.2 Resultados Analíticos e Experimentais Segundo os Modelos de F&S e R&S para Cargas Axiais e Deformações.....	107

TABELA 6.3 Resultados Analíticos e Experimentais Segundo os Modelos de F&S e R&S para Momentos.....	108
--	-----

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Influência da resistência do concreto na curva tensão-deformação (Collins et al. 1993).....	8
Figura 2.2 - Deformação axial e deformação lateral (Ahmad 1994).....	9
Figura 2.3 - Módulo de elasticidade (ACI 363 1984, Carrasquillo et al. 1981).....	10
Figura 2.4 – Comparação entre módulos de elasticidade.....	11
Figura 2.5 - Resistência à tração baseada pelo módulo de ruptura (Carrasquillo et al. 1981, ACI 363 1984).....	13
Figura 2.6 - Resistência à tração (fendilhamento) (Carrasquillo et al. 1981, ACI 363 1984).....	14
Figura 2.7 – Comparação entre resistências à tração.....	15
Figura 2.8 - Diagrama de interação P-M (Diniz e Frangopol 1997b).....	16
Figura 2.9 - Aumento na resistência devido a espirais (Martinez et al. 1981, ACI 363 1984).....	19
Figura 2.10 - Curvas tensão-deformação de pilares com espirais (Martinez et al. 1981, ACI 363 1984).....	21
Figura 2.11 - Efeito da tensão de escoamento da armadura transversal em pilares (ACI 441 1997).....	23
Figura 2.12 - Comportamento de pilares em CAR sujeito a cargas concêntricas com taxas diferentes de armadura transversal (ACI 441 1997).....	24
Figura 2.13 - Distribuições de tensões do concreto (ACI 363 1984).....	28
Figura 2.14 - Deformação última no concreto ϵ_{cu} versus a resistência à compressão no concreto (ACI 363 1984).....	30

Figura 2.15 – Comparação de diagramas de interação para pilar em CAR (ACI 363 1984).....	32
Figura 2.16 – Diagrama momento-deformação para um pilar em CAR (a) $P = 7473$ kN e (b) $P = 14949$ kN (Diniz e Frangopol 1997a).....	33
Figura 3.1 - Configurações de estribos (Diniz e Frangopol 1997a).....	38
Figura 3.2 – Pressão de confinamento passivo: (a) Desenvolvimento da pressão de confinamento passivo em pilar quadrado; (b) Variação da pressão de confinamento com o arranjo da armadura; (c) Pressão lateral uniforme em pilares circulares; (d) Pressão uniforme equivalente em pilar quadrado; (e) Pressão de confinamento em pilar retangular (Razvi e Saatcioglu (1999)).....	40
Figura 3.3 Curvas Tensão-Deformação do núcleo confinado segundo os modelos de F&S modificado e R&S. (resistência à compressão = 60 MPa).....	46
Figura 3.4 Curvas Tensão-Deformação do núcleo confinado segundo os modelos de F&S modificado e R&S. (resistência à compressão = 124 MPa).....	46
Figura 3.5 Curvas Tensão-Deformação do núcleo confinado segundo os modelos de F&S modificado e R&S. (resistência à compressão = 90 MPa).....	47
Figura 3.6 Curvas Tensão-Deformação do núcleo confinado segundo os modelos de F&S modificado e R&S. (resistência à compressão = 124 MPa).....	49
Figura 3.7 Curvas Tensão-Deformação do núcleo confinado segundo os modelos de F&S modificado e R&S. (resistência à compressão = 92 MPa).....	49
Figura 3.8 Curvas Tensão-Deformação do núcleo confinado segundo os modelos de F&S modificado e R&S. (resistência à compressão = 81 MPa).....	50
Figura 3.9 Curvas Tensão-Deformação do núcleo confinado segundo os modelos de F&S modificado e R&S. (resistência à compressão = 60 MPa).....	50
Figura 4.1 – Curvas Momento-Deformação para o pilar CC1: $P = 0,2 P_{ref}$ e $P = 0,4 P_{ref}$ onde $P_{ref} = 0,85 f'_c A_g$	56

Figura 4.2 – Curvas Momento-Deformação para o pilar CC8: $P = 0,2 P_{ref}$ e $P = 0,4 P_{ref}$ onde $P_{ref} = 0,85 f'_c A_g$	57
Figura 4.3 – Curva Tensão-Deformação para o modelo da armadura (Diniz e Frangopol 1997 a).....	59
Figura 4.4 – Fluxograma utilizado para a construção do programa PILAR.....	60
Figura 4.5 - Diagrama $P-M$ para o pilar CC1.....	62
Figura 4.6 - Diagrama $P-M$ para o pilar CC2.....	63
Figura 4.7 - Diagrama $P-M$ para o pilar CC3.....	63
Figura 4.8 - Diagrama $P-M$ para o pilar CC8.....	64
Figura 4.9 - Diagrama $P-M$ para o pilar CC10.....	64
Figura 4.10 - Diagrama $P-M$ para o pilar CC11.....	65
Figura 4.11 - Diagrama $P-M$ para o pilar CC12.....	65
Figura 4.12 - Diagrama $P-M$ para o pilar CC14.....	66
Figura 4.13 - Diagrama $P-M$ para o pilar CC15.....	66
Figura 4.14 - Diagrama $P-M$ para o pilar CC16.....	67
Figura 4.15 - Diagrama $P-M$ para o pilar CC19.....	67
Figura 4.16 - Diagrama $P-M$ para o pilar CC20.....	68
Figura 4.17 - Diagrama $P-M$ para o pilar CC21.....	68
Figura 4.18 - Diagrama $P-M$ para o pilar CC22.....	69
Figura 4.19 - Diagrama $P-M$ para o pilar CS3.....	70
Figura 4.20 - Diagrama $P-M$ para o pilar CS5.....	70
Figura 4.21 - Diagrama $P-M$ para o pilar CS7.....	71
Figura 4.22 - Diagrama $P-M$ para o pilar CS9.....	71

Figura 4.23 - Diagrama <i>P-M</i> para o pilar CS14.....	72
Figura 4.24 - Diagrama <i>P-M</i> para o pilar CS16.....	72
Figura 4.25 - Diagrama <i>P-M</i> para o pilar CS18.....	73
Figura 4.26 - Diagrama <i>P-M</i> para o pilar CS20.....	73
Figura 4.27 - Diagrama <i>P-M</i> para o pilar CS23.....	74
Figura 4.28 - Diagrama <i>P-M</i> para o pilar CS25.....	74
Figura 4.29 - Diagrama <i>P-M</i> para o pilar CS26.....	75
Figura 4.30 - Diagrama <i>P-M</i> para o pilar RC1.....	76
Figura 4.31 - Diagrama <i>P-M</i> para o pilar RC2.....	77
Figura 4.32 - Diagrama <i>P-M</i> para o pilar RC3.....	77
Figura 4.33 - Diagrama <i>P-M</i> para o pilar RC4.....	78
Figura 4.34 - Diagrama <i>P-M</i> para o pilar RC5.....	78
Figura 4.35 - Diagrama <i>P-M</i> para o pilar RC6.....	79
Figura 4.36 - Diagrama <i>P-M</i> para o pilar AS-5HT.....	80
Figura 4.37 - Diagrama <i>P-M</i> para o pilar AS-6HT.....	81
Figura 4.38 - Diagrama <i>P-M</i> para o pilar AS-7HT.....	81
Figura 4.39 - Diagrama <i>P-M</i> para o pilar AS-2HT.....	82
Figura 4.40 - Diagrama <i>P-M</i> para o pilar AS-3HT.....	82
Figura 4.41 - Diagrama <i>P-M</i> para o pilar AS-4HT.....	83
Figura 5.1 – Resultados analíticos e experimentais segundo os modelos de R&S e F&S modificado para tensões no núcleo confinado.....	87
Figura 5.2 – Resultados analíticos e experimentais segundo os modelos de R&S e F&S modificado para tensões no núcleo confinado.....	89
Figura 5.3 – Resultados analíticos e experimentais segundo os modelos de R&S e F&S modificado para cargas axiais.....	91
Figura 5.4 – Resultados analíticos e experimentais segundo os modelos de R&S	

e F&S modificado para deformações correspondentes a 85% da tensão no núcleo confinado no trecho descendente.....	93
Figura 5.5 – Resultados analíticos e experimentais segundo os modelos de R&S e F&S modificado para E85/E01.....	94
Figura 5.6 – Resultados analíticos e experimentais segundo os modelos de R&S e F&S modificado para momentos.....	96
Figura 5.7 – Resultados analíticos e experimentais segundo os modelos de R&S e F&S modificado para momentos.....	98
Figura 5.8 - Resultados analíticos e experimentais segundo os modelos de R&S e F&S modificado para tensões no núcleo confinado.....	99
Figura 5.9 – Resultados analíticos e experimentais segundo os modelos de R&S e F&S modificado para momentos.....	101

RESUMO

O concreto de alta resistência (CAR) tem encontrado utilização crescente nos últimos vinte anos, em particular no caso de pilares de edifícios altos. Apesar das grandes vantagens apresentadas por este material, tanto a resistência quanto a ductilidade de pilares em CAR têm sido alvo de preocupações no que concerne à segurança destes elementos estruturais. Entretanto, é fato conhecido que tal comportamento pode ser melhorado a partir da utilização de armadura transversal de confinamento, embora vários estudos têm demonstrado uma menor eficiência desta armadura no caso de pilares em CAR.

Como pode ser concluído, a quantificação da resistência e ductilidade de pilares em CAR é de vital importância. Estudos experimentais representam uma alternativa ótima para obtenção de informações sobre o comportamento estrutural destes pilares, porém, na prática esta alternativa é limitada (custos, equipamentos necessários, etc). No entanto, a simulação numérica da resistência e ductilidade pode superar estas limitações.

Neste estudo, a simulação numérica da resistência e ductilidade de pilares em CAR é implementada através do programa PILAR. É mostrado que o problema crucial na modelagem do comportamento estrutural de pilares em CAR é a descrição do diagrama tensão-deformação do CAR confinado. Resultados obtidos a partir de dois modelos de confinamento, - o modelo de Fafitis e Shah modificado e o modelo de Razvi e Saatcioglu -, são apresentados e validados através da comparação com resultados experimentais obtidos na literatura que representam distintas geometrias da seção transversal, taxas de armadura transversal e longitudinal, arranjo e tensão de escoamento da armadura transversal e resistência à compressão do concreto.

ABSTRACT

High-strength concrete (HSC) has found an increase utilization in the last twenty years, in particular in the case of columns of high-rise buildings. In spite of the great advantages presented by this material, both resistance and ductility of HSC columns have been a matter of concern with respect to the safety of these structural elements. However, it is a well-known fact that such behavior can be improved by the use of transverse reinforcement. Although, several studies have demonstrated the smaller efficiency of the confinement in the case of HSC columns.

As it can be concluded, the quantification of the resistance and ductility of HSC columns is of vital importance. Experimental studies represent an alternative for obtaining information about the structural behavior of HSC columns, in practice this alternative is limited (costs, necessary equipments, etc). On the other hand, the numeric simulation of the resistance and ductility can overcome these limitations.

In this study, the numeric simulation of the resistance and ductility of HSC columns is implemented through of the computer program PILAR. It is shown that the crucial problem in the modeling of the structural behavior of columns is the selection of the stress-strain relationship for confined HSC. The results obtained from two confinement models, - the modified Fafitis and Shah model and the Razvi and Saatcioglu model -, are presented and validated against experimental results presented in the literature representing different geometries of the cross-section, rates of transverse and longitudinal reinforcement, transverse reinforcement arrangement, yield strength of the transverse reinforcement, and concrete compression strength.

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

O concreto de alta resistência (CAR) é um material relativamente novo. Entretanto seu desenvolvimento tem sido gradual e sua definição vem mudando no decorrer dos anos. Na década de 50, concretos com resistência à compressão da ordem de 30 MPa eram considerados de alta resistência, na década de 60, já se utilizavam comercialmente resistências entre 40 e 50 MPa, no início dos anos 70, concretos com resistências à compressão da ordem de 60 MPa foram produzidos e mais recentemente, resistências maiores do que 110 MPa estão sendo utilizados em aplicações estruturais. Em 1984, o Comitê 363 do American Concrete Institute (ACI 363 1984) definiu CAR como sendo concretos com resistência característica acima de 40 MPa. Já em 1997 o Comitê 441 do ACI (ACI 441 1997) define CAR como aquele tendo resistência característica superior a 70 MPa. Neste trabalho é utilizada a definição do ACI 363 (1984) para o CAR em razão da realidade brasileira.

A produção do CAR exige um rigoroso controle tecnológico, iniciando com uma cuidadosa seleção de materiais, a qual inclui as características do cimento, tamanho, forma e resistência dos agregados e uso de aditivos. Os ensaios são essenciais para assegurar que a resistência característica do concreto será obtida e que todos os materiais constituintes serão compatíveis. Todos os materiais devem ser otimizados na mistura com o intuito de se obter uma resistência máxima. Em geral, a mistura para CAR utiliza altos conteúdos de cimento, baixa razão água/aglomerantes, agregados de peso normal e aditivos químicos e minerais. Dentre estes aditivos deve-se destacar os superplastificantes usados para aumentar a trabalhabilidade do CAR (ACI 363 1984).

Por muitos anos, o CAR estava disponível somente em alguns lugares. Contudo, a sua aplicação tem aumentado e agora está sendo usado em muitas partes do mundo.

Hoje existe uma clara tendência para o uso deste material, não somente para trabalhos em que processos especiais de produção possam ser usados, tais como estruturas pré-moldadas, mas também para estruturas moldadas in loco usando concreto usinado. Vários estudos têm demonstrado que a produção e a utilização do CAR é tecnicamente e economicamente viável (Carrasquillo et al. 1981, Moreno 1998). No Brasil, algumas obras importantes empregaram ou estão empregando CAR, mas ainda em número reduzido. Alguns exemplos de estruturas, com componentes estruturais com resistência entre 60 a 70 MPa no Brasil são o Supremo Tribunal de Justiça em Brasília, a Estação Consolação de Metrô e o edifício do Centro Empresarial Nações Unidas em São Paulo. A adoção de concretos ainda mais resistentes e mais frequentemente deve aguardar tanto a publicação de normas de projeto, como o desenvolvimento de programas de computador adequados.

Estudos realizados em diversos países demonstram a viabilidade econômica do uso de CAR em pilares de pavimentos inferiores de construções altas, assim como nas de médio porte (ACI 441 1997). Dentre as principais vantagens do uso do CAR tem-se a maior capacidade de carregamento, menores dimensões das peças, peso próprio reduzido, maior rigidez lateral e menor encurtamento axial (ACI 441 1997). Se por um lado existem vantagens na utilização do CAR em pilares, por outro lado existem preocupações, principalmente em relação à resistência e a ductilidade destes componentes estruturais.

Em relação à resistência de pilares em CAR, existem ainda algumas questões controversas, tais como a resistência do concreto in situ, a escolha de um modelo para o bloco de tensões equivalentes e o desagregamento precoce do recobrimento.

Em relação à ductilidade, pilares em CAR, quando sujeitos a carregamento de curto ou longo prazo, exibem comportamento que é em alguns casos, significativamente diferente dos concretos de baixa resistência (CBR), tendendo a ser frágil quando sobrecarregado e não tendo a deformação plástica típica dos CBR (Martinez et al. 1984, Saatcioglu e Baingo 1999).

1.1 Declaração do Problema

O aumento na resistência do concreto altera algumas propriedades mecânicas deste material e, por conseguinte o comportamento estrutural, que em alguns casos é significativamente diferente daquele apresentado pelo CBR.

As propriedades mecânicas do concreto tais como a relação tensão-deformação, módulo de elasticidade e resistência à tração são frequentemente representados como função da resistência à compressão do concreto. Em geral, as expressões de normas técnicas foram baseadas em dados experimentais usando concretos com resistência à compressão inferior a 42 MPa. No caso do CAR, existem algumas mudanças principalmente no que se refere à curva tensão-deformação, que possui o trecho descendente muito íngreme com redução súbita na sua capacidade última.

O desempenho de elementos estruturais em CAR tornou-se uma grande preocupação para os engenheiros estruturais. O uso crescente do CAR principalmente em pilares, que são peças de extrema importância para segurança estrutural, exige uma maior compreensão do comportamento estrutural destes elementos. Em particular, a resistência e a ductilidade destes elementos estruturais têm sido fonte de preocupações.

Segundo Diniz e Frangopol (2000), a resistência de pilares em CAR deve ser alvo de preocupação. Poucos dados existem sobre o comportamento de pilares em CAR com seções transversais em escala natural, e conseqüentemente, a maioria dos dados usados para

estabelecer o estado-de-arte de pilares em CAR tem sido baseado em pequenos espécimes ou pilares em escala reduzida quando comparados a aqueles utilizados na prática. Além disso, Mak et al. (1993) reportaram um decréscimo na razão da resistência in situ para a resistência do cilindro padrão a medida em que a resistência à compressão do concreto e as dimensões da seção transversal aumentam. Também, Collins et al.(1993) e Ibrahim e MacGregor (1997) têm mostrado que existe um decréscimo relativo na resistência do pilar quando a resistência à compressão do concreto aumenta. Conclusões similares podem ser encontradas no trabalho desenvolvido por Pessiki e Pieroni (1997). Além disso, um decréscimo relativo na resistência do pilar pode ter um considerável impacto na confiabilidade do pilar (Diniz 1996).

A ductilidade é uma característica desejável uma vez que está relacionada à capacidade de deformação do pilar antes da ruptura. Shin et al. (1990) definiu a ductilidade como a capacidade de sustentar deformações inelásticas sem decréscimo substancial na capacidade de carga. A medida em que a resistência à compressão cresce a ductilidade do concreto decresce. Concretos com elevadas resistências à compressão são significativamente mais frágeis do que os concretos com resistências convencionais. Portanto, o confinamento do concreto torna-se uma questão crítica para pilares em CAR no caso de maior demanda para ductilidade como no caso de carregamento sísmico (Saatcioglu e Razvi 1998). O uso do confinamento em forma de espirais ou estribos melhora a ductilidade, apesar de que para uma mesma taxa de armadura transversal, esta seja menos eficiente para o CAR do que para o CBR (Diniz e Frangopol 1997a).

A análise do comportamento de pilares em CAR requer a verificação da resistência e ductilidade. Vários parâmetros influenciam a resistência e ductilidade tais como taxas de armadura transversal e longitudinal, arranjo da armadura transversal, tensão de escoamento da armadura transversal, e portanto, estes parâmetros devem ser analisados.

Como pode ser concluído, a quantificação da resistência e ductilidade de pilares em CAR é de vital importância. Neste estudo, a simulação numérica da resistência e ductilidade de pilares em CAR é implementada através do programa computacional PILAR. Os resultados obtidos a partir de dois modelos de confinamento, - o modelo de Fafitis e Shah modificado (Diniz e Frangopol 1997a) e Razvi e Saatcioglu (1999) são apresentados e validados através da comparação com resultados experimentais obtidos na literatura.

1.2 Objetivos da Pesquisa

Como visto anteriormente, o comportamento de pilares em CAR é bastante complexo. Este estudo tem como objetivos:

- estudar o comportamento de pilares em CAR;
- estudar modelos de confinamento para o CAR;
- estudar comparativamente o desempenho dos modelos de Fafitis e Shah modificado (Diniz e Frangopol 1997) e de Razvi e Saatcioglu (1999);
- criar programa computacional para geração de diagramas momento-deformação (ou momento-curvatura) e de interação P - M para pilares em CAR (Programa PILAR);
- validar o programa PILAR;

1.3 Organização

Este trabalho está organizado em 6 capítulos e 2 apêndices.

No capítulo 1 estão apresentados a introdução, a declaração do problema, os objetivos da pesquisa e a organização desta dissertação.

No Capítulo II são apresentados as propriedades mecânicas, o comportamento estrutural e as considerações de projeto para o CAR. Na primeira parte é feita uma revisão das propriedades mecânicas de interesse do material CAR para o caso de pilares (curva tensão-deformação, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e resistência à tração). Na segunda parte é apresentado o comportamento estrutural de componentes em CAR. As hipóteses de carregamento necessárias para a construção do diagrama de interação são destacadas, ou seja, carregamento axial, carregamento combinado, e apenas momento fletor.

No Capítulo III, dois modelos de confinamento; - o modelo de Fafitis e Shah modificado (Diniz e Frangopol 1997a) e o modelo de Razvi e Saatcioglu (1999) são apresentados e discutidos. Estes dois modelos são selecionados para representar o comportamento do concreto confinado e não confinado.

No Capítulo IV, é apresentado o programa PILAR desenvolvido neste trabalho. Para tal são discutidos a geração de curvas momento-deformação (ou momento-curvatura) e a geração do diagrama de interação $P-M$. Os dois modelos de confinamento discutidos no capítulo III são utilizados para descrever o comportamento do concreto confinado e não confinado.

No Capítulo V, os resultados obtidos através do programa PILAR segundo os modelos de F&S modificado e R&S são comparados aos resultados experimentais disponíveis na literatura para análise do desempenho dos modelos.

No Capítulo VI, são apresentados o sumário, as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

Nos Apêndices A e B, estão apresentados a notação e a listagem do programa PILAR utilizados neste trabalho, respectivamente.

CAPÍTULO II

O CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA: PROPRIEDADES MECÂNICAS, COMPORTAMENTO ESTRUTURAL E CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

2.1 Propriedades Mecânicas

2.1.1 Curva Tensão-Deformação

A curva tensão-deformação para o CAR apresenta diferenças em relação à do CBR. A Figura 2.1 mostra a influência da resistência à compressão do concreto na forma da curva tensão-deformação. Para o CAR, a parte ascendente da curva tensão-deformação é mais linear e mais íngreme. A deformação referente à tensão máxima é ligeiramente maior do que no CBR. A parte descendente torna-se íngreme, com a conseqüente redução da capacidade de deformação última.

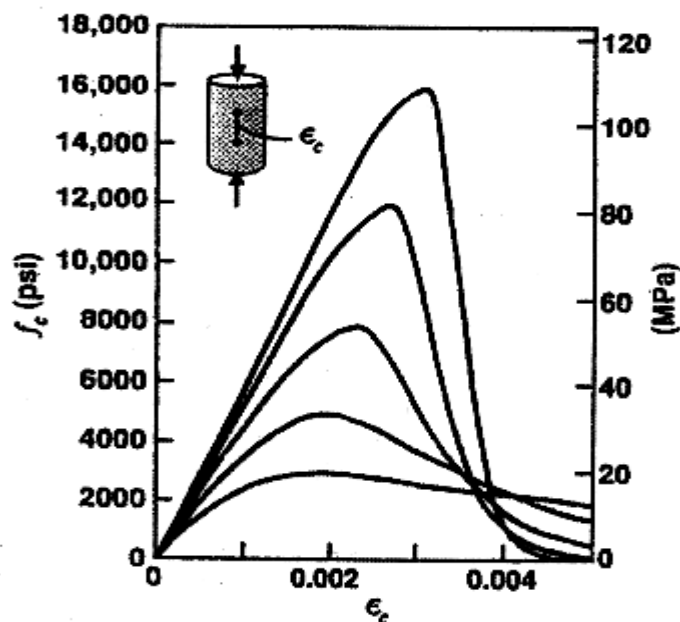


Figura 2.1 - Influência da resistência do concreto na curva tensão-deformação

(Collins et al. 1993)

Para uma dada deformação axial, o CAR exibe menos microfissuração interna que o CBR, resultando em menores deformações laterais (Figura 2.2). A pequena expansão lateral relativa no trecho inelástico significa que os efeitos de tensões triaxiais serão proporcionalmente diferentes, o que afeta, por exemplo, o desempenho da armadura transversal de confinamento (ACI 363 1984, Ahmad 1994).

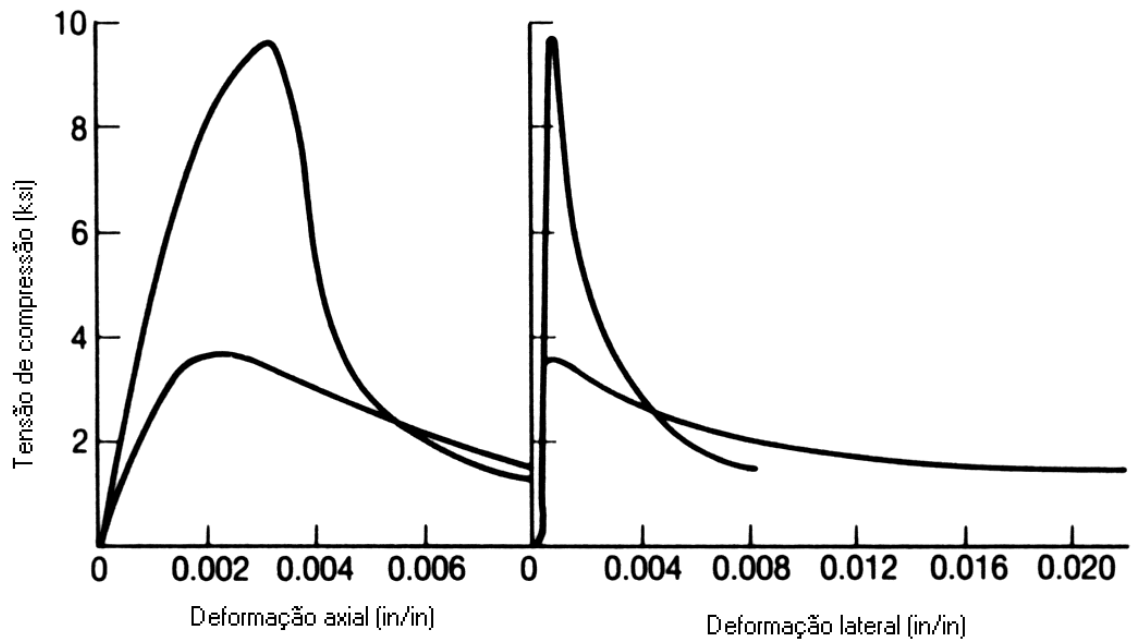


Figura 2.2 - Deformação axial e deformação lateral (Ahmad 1994)

2.1.2 Módulo de Elasticidade

A maioria das fórmulas empíricas para o módulo de elasticidade do concreto (E_c) é descrita em função da resistência à compressão do concreto e do peso unitário seco. O ACI 318 (1999) apresenta a seguinte equação para o módulo de elasticidade E_c :

$$E_c = 0,043 w_c^{1,5} \sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa}) \quad (2.1)$$

onde w_c é o peso unitário seco em kg/m^3 e f'_c é a resistência à compressão. A Figura 2.3 apresenta a equação (2.1) (linha tracejada) e alguns dados experimentais para o módulo de

elasticidade. Pode-se perceber que existe uma grande dispersão dos resultados devido ao fato de que o módulo de elasticidade é altamente dependente do tipo de agregado graúdo utilizado e sua proporção na mistura (Carrasquillo et al. 1981). Esta figura também mostra que a equação (2.1) superestima o módulo de elasticidade para concretos com resistência a compressão acima de 42 MPa. A seguinte equação (ACI 363 1984, Carrasquillo et al. 1981) apresenta uma melhor correlação para o módulo de elasticidade (linha cheia na Figura 2.3):

$$E_c = (3320 \sqrt{f'_c} + 6900) (w_c / 2320)^{1.5} \quad (2.2)$$

A equação 2.2 é válida para resistências à compressão no intervalo de 21 a 83 MPa.

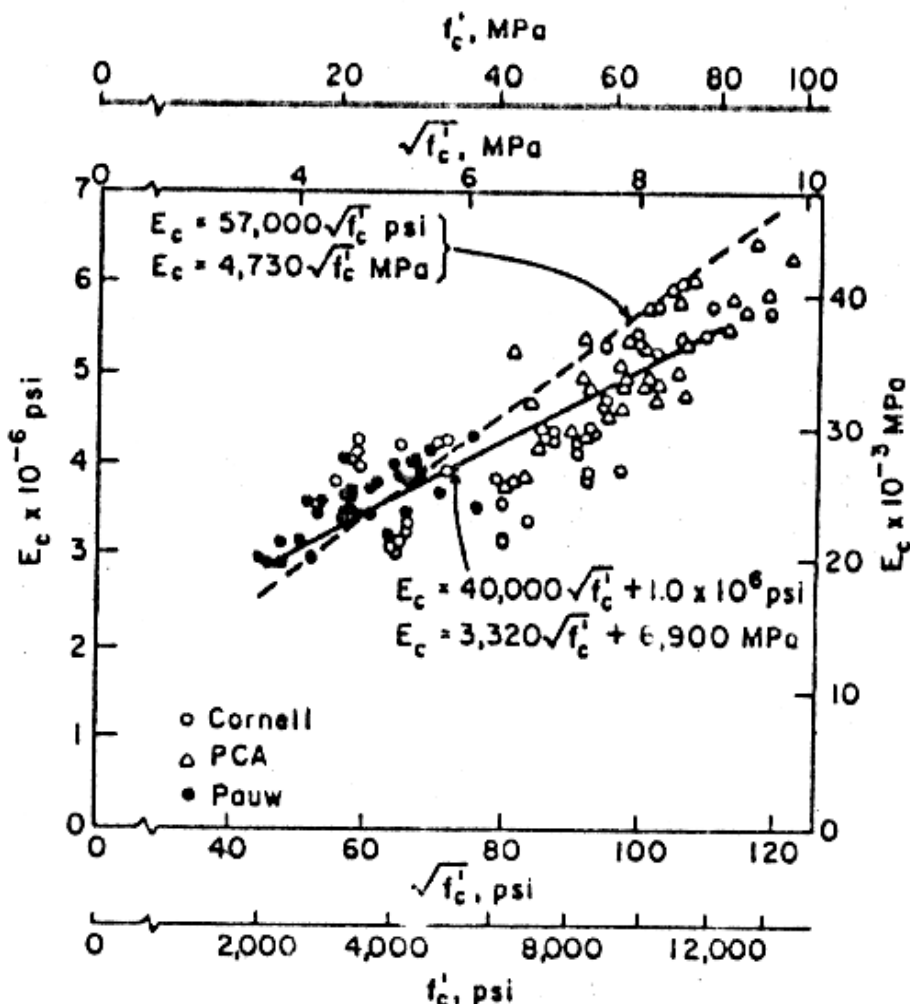


Figura 2.3 - Módulo de elasticidade (ACI 363 1984, Carrasquillo et al. 1981)

As expressões propostas pelo CEB (1990) e pela norma brasileira NBR 6118 (1980) são, respectivamente:

$$E_c = 0,85 \times 2,15 \times 10^4 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,333} \quad (2.3)$$

$$E_c = 5940 (f_{cj})^{0,5} \quad (2.4)$$

onde f_{cm} e f_{cj} representam a resistência média à compressão aos 28 dias e são dados por $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa) e $f_{cj} = f_{ck} + 3,5$ (MPa), respectivamente. A equação 2.3 é válida para resistências à compressão no intervalo de 12 a 80 MPa, enquanto que a equação 2.4 é válida para resistências à compressão inferiores a 25 MPa. A Figura 2.4 apresenta graficamente as relações para o módulo de elasticidade das normas ACI 318 (1999), NBR 6118 (1980) e CEB (1990) e a relação do ACI 363 (1984). Podemos perceber que a norma brasileira é que apresenta maior dispersão nos resultados, superestimando muito o módulo de elasticidade, seguida pela norma ACI 318 (1999).

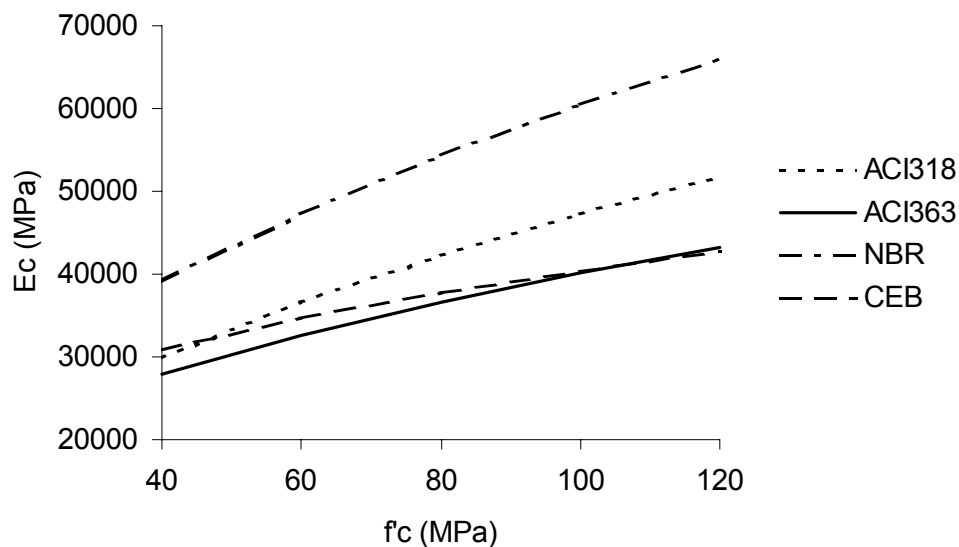


Figura 2.4 – Comparação entre Módulos de Elasticidades

2.1.3 Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson, sob condições de carregamento axial, é definido como a razão da deformação lateral para a deformação na direção do carregamento. Existem poucos dados experimentais disponíveis de valores do coeficiente de Poisson (ACI 363 1984, Ahmad 1994). Os valores do coeficiente de Poisson no intervalo elástico podem ser comparáveis aos valores do CBR (ACI 363 1984, Ahmad 1994). No intervalo inelástico, o aumento relativo de deformações laterais é menor para o CAR quando comparado ao CBR, isto é, o CAR exhibe menos microfissuração interna com pequena expansão lateral durante o intervalo inelástico, o que indica que estes valores do coeficiente de Poisson não serão constantes como aqueles do CBR, mas uma função crescente da deformação axial (Ahmad 1994).

2.1.4 Resistência à Tração

A resistência à tração governa a fissuração. Esta resistência pode ser determinada através de ensaios da resistência a tração direta e indireta (Módulo de ruptura e Fendilhamento) (Ahmad 1994).

A resistência à tração direta é difícil de se obter. Devido às dificuldades de executar os ensaios. É frequentemente assumido que a resistência a tração direta é cerca de 10% da sua resistência a compressão (Ahmad 1994).

No caso da resistência à tração indireta, os ensaios mais comuns são: (a) tração na flexão (Módulo de Ruptura) e (b) compressão diametral (Fendilhamento).

(a) Módulo de Ruptura – O módulo de ruptura é medido por um teste de flexão na viga e é considerado ser o maior indicador da resistência a tração do concreto. Ele é também utilizado como a resistência à flexão do concreto.

Testes de resistência à tração medida através do módulo de ruptura foram feitos por Carrasquillo et al. (1981) em vigas carregadas em três pontos. Os resultados obtidos estão no intervalo usual para CBR (ver Figura 2.5), porém a ruptura dos agregados ao longo do plano de ruptura foi substancialmente maior para o CAR do que para o CBR. A seguinte equação foi recomendada para o módulo de ruptura f'_r (Carrasquillo et al. 1981, ACI 363 1984):

$$f'_r = 0,94 \sqrt{f'_c} \quad (2.5)$$

A equação acima é válida para resistências à compressão no intervalo de 21 a 83 MPa.

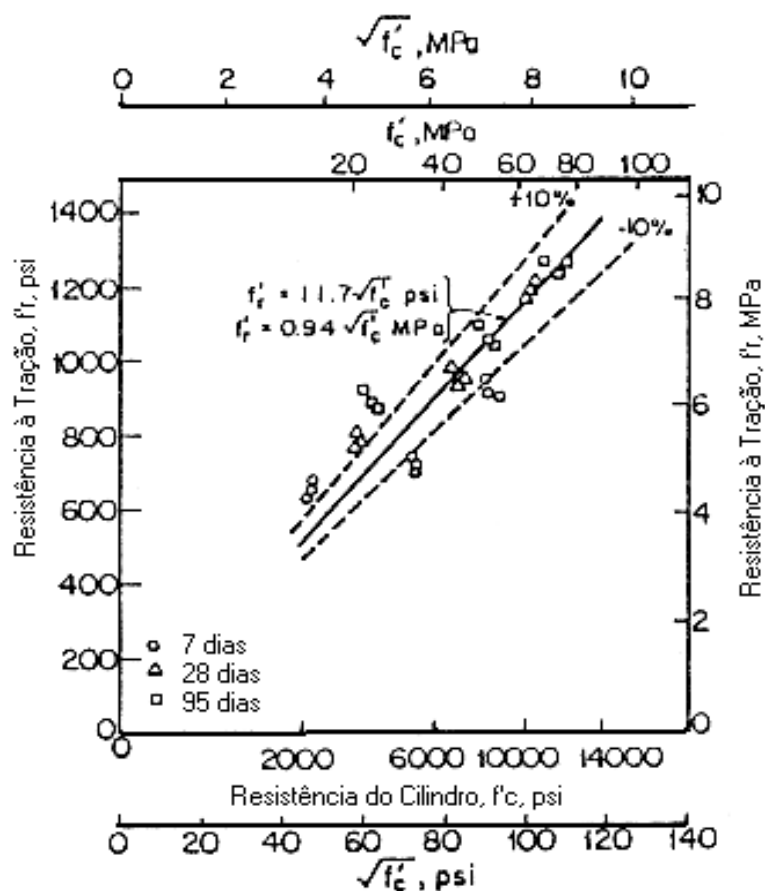


Figura 2.5 - Resistência à tração baseada pelo módulo de ruptura

(Carrasquillo et al. 1981, ACI 363 1984)

(b) Fendilhamento ou compressão diametral – Carrasquillo et al. (1981) realizaram testes em cilindros de CBR e CAR e encontraram que a resistência à tração medida pelo teste

de fendilhamento não se afastou muito do intervalo usual para CBR (ver Figura 2.6). Quando a resistência do concreto aumenta, os valores da resistência ao fendilhamento caem no limite superior do intervalo esperado. A seguinte equação para a resistência ao fendilhamento f'_{sp} foi recomendada (Carrasquillo et al. 1981, ACI 363 1984):

$$f'_{sp} = 0,54 \sqrt{f'_c} \quad (2.6)$$

A equação acima é válida para resistências à compressão no intervalo de 21 a 83 MPa.

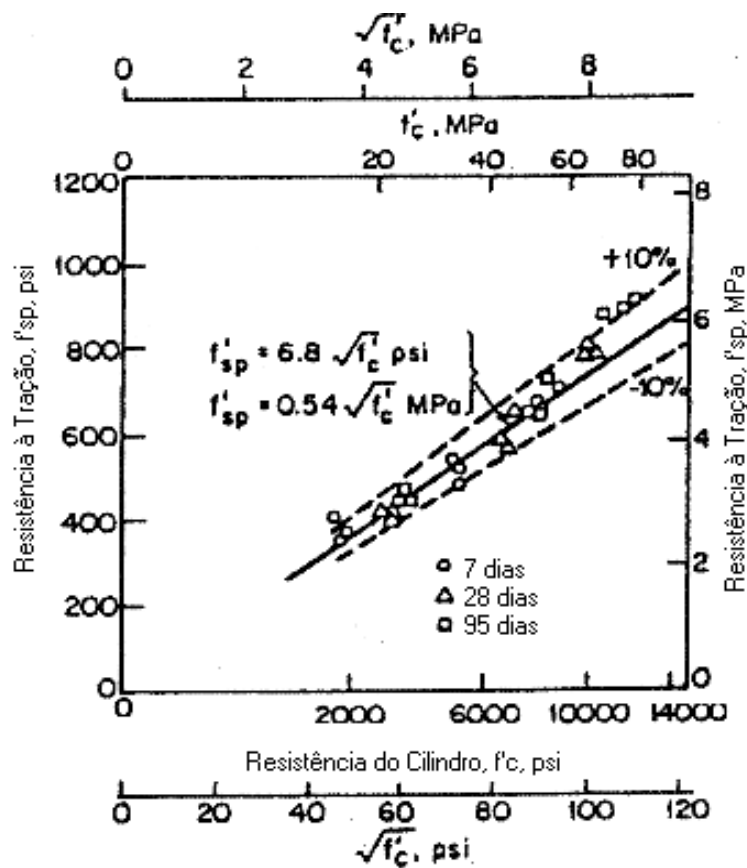


Figura 2.6 - Resistência à tração (fendilhamento) (Carrasquillo et al. 1981, ACI 363 1984)

Outras expressões para a resistência ao fendilhamento são dadas pelo CEB (1990), f'_{cm} , (Eq. 2.7) e pela norma brasileira NBR 6118 (1980), f'_{tk} , (Eqs. 2.8 e 2.9) como:

$$f'_{cm} = 1,4 \left(\frac{f_{ck}}{10} \right)^{0,667} \quad (2.7)$$

$$f_{tk} = 0,10 (f_{ck}) \quad (2.8)$$

$$f_{tk} = 0,06 (f_{ck}) + 0,70 \quad (2.9)$$

A equação 2.7 é válida para concreto com resistência à compressão entre 12 e 80 MPa, enquanto que as equações 2.8 e 2.9 são válidas para concretos com resistência à compressão menor ou igual a 18 MPa e para maiores do que 18 MPa, respectivamente. A Figura 2.7 apresenta graficamente as relações para a resistência à tração baseada no ensaio de fendilhamento das normas ACI 363 (1984), NBR 6118 (1980) e CEB (1990). Podemos perceber que as normas NBR 6118 e CEB superestimam os resultados quando comparados ao ACI 363 (1984).

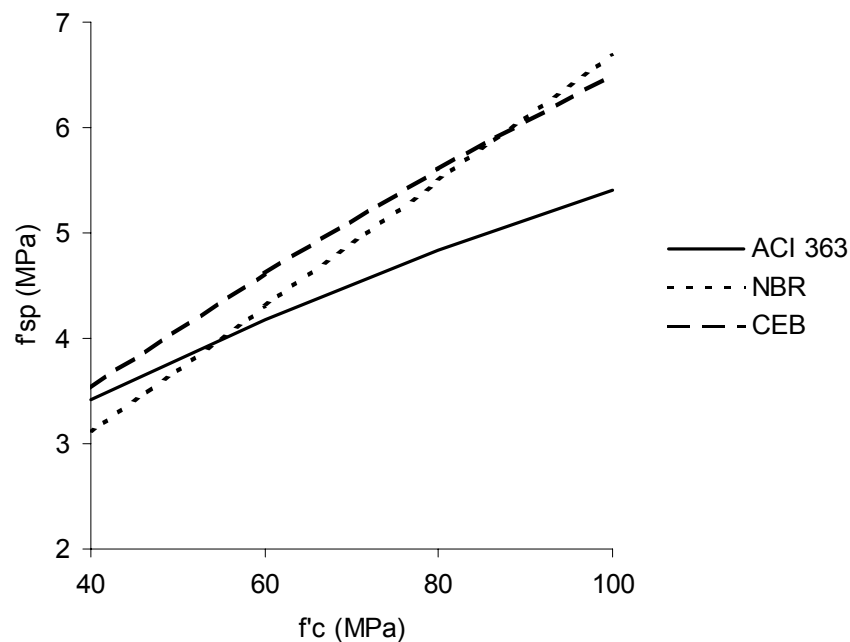


Figura 2.7 – Comparação entre Resistências à tração

2.2 Comportamento Estrutural e Considerações de Projeto

A resistência e a ductilidade são os principais parâmetros no projeto de pilares em CAR. A capacidade de um pilar é definida pelo diagrama de interação carga axial versus momento fletor P - M (ver Figura 2.8). No diagrama de interação estão representadas as diversas condições de carregamento: (i) excentricidade zero (eixo vertical), que representa os pilares carregados axialmente; (ii) excentricidade infinita (eixo horizontal), que representa vigas sujeitas a apenas momento fletor; e (iii) excentricidade balanceada (e_b), que representa a delimitação entre dois intervalos. Para pequenas excentricidades ($0 \leq e \leq e_b$), a ruptura é caracterizada pelo esmagamento do concreto. Para grandes excentricidades ($e_b \leq e \leq \infty$) a ruptura é caracterizada pelo escoamento do aço.

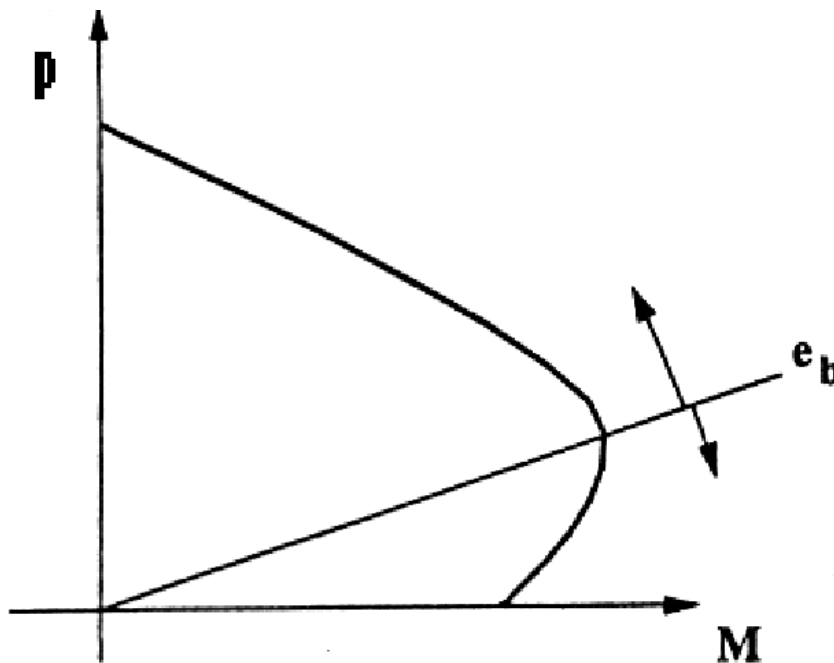


Figura 2.8 - Diagrama de interação P - M (Diniz e Frangopol 1997b)

2.2.1 Pilares Carregados Axialmente

Na prática atual, o cálculo da resistência nominal de peças carregadas axialmente é feito a partir da adição direta da resistência do concreto e do aço, assumindo que as deformações no aço e concreto são idênticas em qualquer estágio de carregamento (ACI 363 1984, Collins et al. 1993).

Para CBR, quando o concreto atinge o intervalo de não linearidade significativa, (aproximadamente 0,001), o aço ainda está no intervalo elástico e assim o concreto começa a transferir carga para o aço. Quando a deformação está próxima de 0,002, a curva tensão-deformação está com inclinação próxima de zero e existe pouco ou nenhum aumento de tensão (deformação plástica). Enquanto o concreto está na sua tensão máxima, o aço está na tensão de escoamento f_y e a resistência do pilar pode ser definida como (ACI 363 1984):

$$P = 0,85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s \quad (2.10)$$

onde f'_c é a resistência à compressão do cilindro, f_y é a tensão de escoamento do aço, A_g é a área bruta da seção transversal e A_s é a área de armadura longitudinal. O fator 0,85 é usado para corrigir diferenças observadas entre a resistência do concreto no pilar e a resistência do concreto no cilindro padrão.

O ACI 363 (1984) faz uma análise similar para pilares em CAR carregados axialmente. Neste caso, o aço escoará antes do concreto atingir a sua resistência máxima e continuará escoando sob tensão constante até que a resistência à compressão do concreto seja atingida. Sendo assim, permanece válida a eq. (2.10) para pilares em CAR carregados axialmente. Porém, Ibrahim e MacGregor (1997) encontraram em análise de resultados experimentais que o fator k_3 , definido pelo ACI 363 (1984) como 0,85, apresenta uma tendência de tornar-se menor quando a resistência à compressão do concreto aumenta.

2.2.1.1 A Influência do Confinamento

No caso de pilares circulares, o confinamento é usualmente obtido através do uso de espirais contínuas, e o aumento na resistência à compressão e na deformação do concreto confinado, é devido à resistência oferecida pelas espirais à expansão lateral do concreto. À medida que a tensão longitudinal aumenta em um pilar confinado, a pressão lateral oferecida pelas espirais também aumenta. Este processo continua até que a carga máxima seja atingida, quando o concreto confinado é mantido em equilíbrio plástico entre as tensões longitudinais e a pressão lateral. Além deste estágio, não há nenhum acréscimo posterior nas tensões longitudinais porque as espirais começam a escoar plasticamente com deformações laterais adicionais (Iyengar et al. 1970).

Desta forma pode-se dizer que a armadura transversal (ou lateral) em pilares, preferencialmente na forma de espirais contínuas, tem dois efeitos benéficos para o comportamento do pilar (Martinez et al. 1984): (a) o aumento da resistência do núcleo pelo confinamento, e (b) o aumento da capacidade de deformação axial permitindo uma ruptura mais gradual e dúctil.

O fundamento para o confinamento pelo ACI 318 (1999) é que o confinamento resultante da espiral deve ser pelo menos igual à perda de resistência do pilar devido ao desagregamento do recobrimento.

Martinez et al. (1984) definiram o aumento na resistência devido ao confinamento por espirais como:

$$\bar{f}_c - f''_c = 4,0 f_2 \left(1 - s / d_c\right) \quad (2.11)$$

$$f_2 = 2 A_{sp} f_{sp} / d_c s \quad (2.12)$$

onde \bar{f}_c = resistência do concreto confinado, f_c'' = resistência do concreto não confinado, s = espaçamento da espiral, d_c = diâmetro do núcleo de concreto f_2 = tensão de confinamento no concreto calculada usando a tensão real na espiral, A_{sp} = área da seção transversal da espiral e f_{sp} = tensão real na espiral, o termo $f_2 (1 - s/d_c)$ é chamado de tensão de confinamento efetiva. O termo entre parênteses reflete a redução na eficiência da espiral associada ao aumento do espaçamento da espiral.

A Figura 2.9 compara os resultados previstos pela equação (2.11) com dados experimentais para pilares com diversos valores de resistência à compressão do concreto e tensões de confinamento. A partir desta figura, pode-se observar que os valores previstos pela equação (2.11) são ligeiramente não conservadores para tensões de confinamento altas. Porém cabe ressaltar que as tensões de confinamento para pilares são raramente maiores do que 7 MPa (ACI 363 1984).

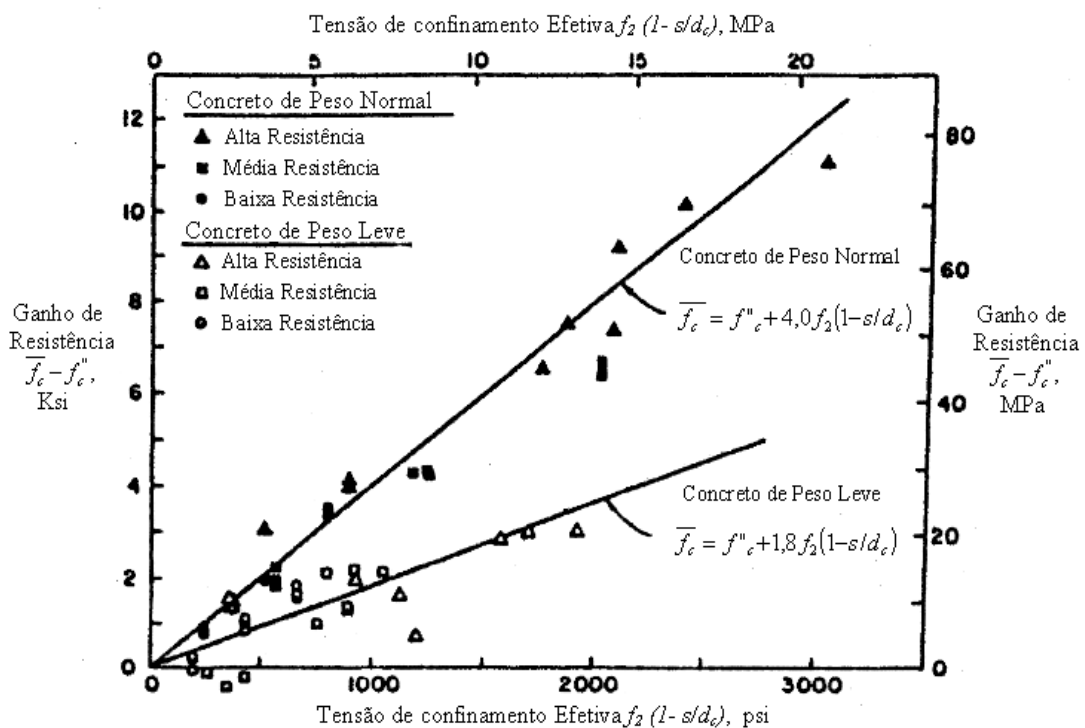


Figura 2.9 - Aumento na resistência devido a espirais (Martinez et al. 1981, ACI 363 1984)

A Figura 2.10 mostra curvas tensão-deformação experimentais para várias resistências do concreto e níveis de confinamento. Três grupos de curvas são identificados para os três níveis de resistências e três taxas de armadura lateral estudados. A resistência média do pilar não confinado correspondente a cada curva está indicada com uma linha horizontal. A partir desta figura pode-se observar o comportamento diferente para níveis comparáveis de confinamento, mostrando que em pilares em CAR, a deformação correspondente à tensão máxima é muito menor do que em pilares de CBR e após a tensão máxima, há uma queda brusca na capacidade do pilar. A redução da tensão de confinamento para pilares de CBR, ainda produz um pilar com grande capacidade de deformação sem perda significativa da resistência, enquanto no caso de CAR, esta redução produz um pilar com pouca capacidade de deformação após a tensão máxima.

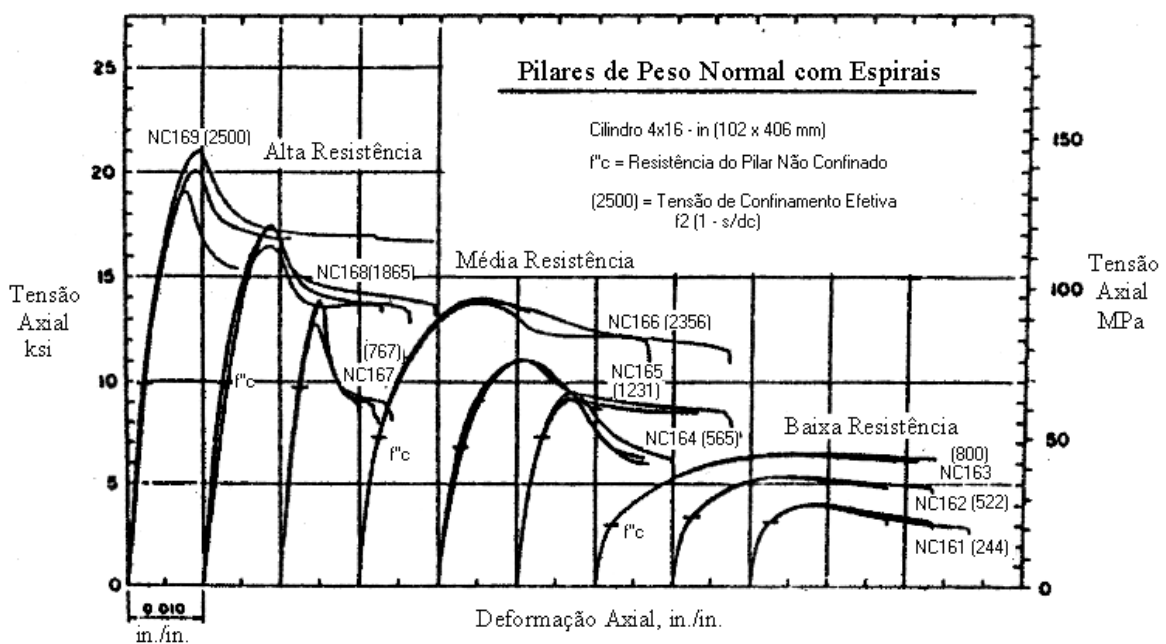


Figura 2.10 - Curvas tensão-deformação de pilares com espirais
 (Martinez et al. 1981, ACI 363 1984))

2.2.1.1.1 Taxa Volumétrica de Armadura Transversal

No caso de CBR confinado, o aumento na taxa de armadura transversal usualmente produz um aumento na resistência e ductilidade. A mesma observação tem sido reportada para CAR, embora em menor grau. Isto pode ser atribuído ao volume de microfissuração relativamente pequeno do CAR, resultando em menor expansão lateral e daí reduzindo a eficiência do confinamento. Em pilares em CAR, pouca melhoria na resistência e ductilidade é obtida quando a taxa volumétrica de armadura transversal é pequena. Contudo, pilares bem confinados, ou seja, aqueles com armadura longitudinal nos cantos e pontos intermediários, assim como estribos apoiados nas barras longitudinais, podem atingir bons níveis de ductilidade (ACI 441 1997).

A taxa volumétrica mínima de armadura em espiral ρ_s dada pelo ACI 318 (1999) é:

$$\rho_s = 0,45 (A_g / A_s - 1) f'_c / f_y \quad \text{ou} \quad \rho_s \geq 0,12 f'_c / f_y \quad (2.13)$$

onde A_g e A_c são as áreas bruta e do núcleo, e f'_c e f_y são a resistência do concreto à compressão e a tensão de escoamento da armadura transversal. Através da equação (2.13), pode-se perceber que no caso do CAR, a taxa requerida aumenta proporcionalmente ao aumento da resistência do concreto, porém esta quantia é ainda pequena para dar a ductilidade necessária. Outro problema está relacionado aos pilares de grande diâmetro, no caso de assumir as exigências do recobrimento constantes, a razão A_g/A_c torna-se muito menor resultando em menor taxa volumétrica de armadura transversal e assim diminuindo proporcionalmente a tensão de confinamento, o que é mais sério no caso de pilares em CAR (Martinez et al. 1984).

2.2.1.1.2 Resistência e Arranjo da Armadura Transversal e Longitudinal

A pressão de confinamento lateral exigida para o CAR pode ser significativamente maior do que para o CBR. A tensão de escoamento do aço de confinamento determina o limite superior da pressão de confinamento. Alta pressão de confinamento resulta em elevada resistência e ductilidade. É, portanto, razoável esperar que a tensão de escoamento do aço represente um papel importante no confinamento do concreto, porém, a eficiência do aço de alta resistência depende da capacidade do concreto se expandir lateralmente sem ruptura, o que é função do confinamento do concreto (Saatcioglu e Razvi 1998). Dependendo da eficiência do confinamento e da tensão de escoamento, o aço de alta resistência pode ou não escoar (Razvi e Saatcioglu 1999). O ACI 441 (1997) relata um estudo onde quatro configurações de estribos e duas tensões de escoamento foram usadas (ver Figura 2.11). Pode-se observar que para pilares bem confinados, o aumento da tensão de escoamento da armadura transversal aumenta a resistência e ductilidade, enquanto que, para pilares com estribos periféricos, o ganho em ductilidade e resistência é insignificante. Quando pilares em CAR, estão bem confinados, a tensão de escoamento da armadura transversal é utilizada integralmente, enquanto que para pilares mal confinados, as tensões de tração na armadura transversal permanecem abaixo da tensão de escoamento, mesmo na ruptura.

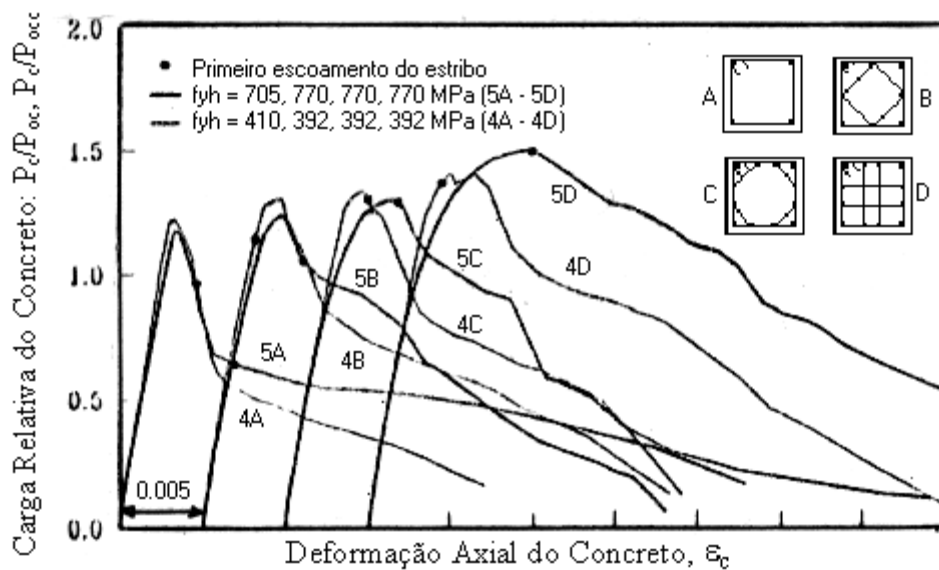


Figura 2.11 - Efeito da tensão de escoamento da armadura transversal em pilares (ACI 441 1997)

O espaçamento entre estribos é outro importante parâmetro que afeta a distribuição da pressão de confinamento e a estabilidade das barras longitudinais. Espaçamentos menores aumentam a uniformidade da pressão lateral, melhorando a eficiência da armadura de confinamento. Estudos realizados por Saatcioglu e Razvi (1998) indicam a possibilidade de uma relação entre a taxa volumétrica de armadura transversal ρ_s e a tensão de escoamento da armadura f_{yt} , mostrando que a redução em ρ_s pode ser compensada pelo aumento de f_{yt} , desde que os estribos tenham pequenos espaçamentos. O uso de espirais ou estribos com resistência de escoamento superior à 400 MPa pode resultar em projetos pouco conservadores quando se admitir que a armadura transversal atingirá o escoamento (Martinez et al. 1984). A contribuição da resistência da armadura transversal para o confinamento lateral é quase sempre menor do que a sua tensão de escoamento (Diniz e Frangopol 1997a), embora resistências de escoamento superiores desempenhem um papel maior na estabilidade do trecho descendente do pilar, prevenindo a ruptura da espiral ou estribo.

Armadura transversal bem distribuída resulta em maior área de concreto confinado e distribuição mais uniforme das tensões de confinamento. O arranjo da armadura transversal e longitudinal tem mostrado ter influência significativa sobre a resistência e ductilidade de pilares em CAR.

2.2.1.2 - O efeito do recobrimento

A Figura 2.12 apresenta o comportamento de pilares em CAR com diferentes taxas de armadura transversal. O ponto *A* indica o estado de carregamento em que o recobrimento desagrega. O comportamento além deste ponto depende das áreas relativas da seção transversal do pilar, do recobrimento e da taxa de armadura transversal. Com o desagregamento do recobrimento, a capacidade do pilar cai para o ponto *B* o que representa uma perda de 10 a 15% da resistência axial (Cusson et al. 1994). O comportamento do pilar a partir deste ponto irá depender da taxa de armadura transversal. No caso de pilares em CAR, em geral, o desagregamento do recobrimento ocorre de maneira súbita e frágil (Martinez et al. 1984).



Figura 2.12 - Comportamento de pilares em CAR sujeito a cargas concêntricas com taxas diferentes de armadura transversal (ACI 441 1997)

Ainda não está claro o mecanismo que conduz a este desagregamento precoce do recobrimento em pilares em CAR. Dentre as possíveis causas estão:

- 1 - a baixa permeabilidade do CAR levando a deformação de retração pela secagem do recobrimento enquanto o núcleo permanece relativamente úmido, desenvolvendo tensões de tração no recobrimento (Collins et al. 1993);
- 2 - fissuras ao redor das barras longitudinais devido a retração, promove fendilhamento longitudinal (Collins et al. 1993);
- 3 - a gaiola de armadura (aço longitudinal e transversal), produz um plano de fraqueza (Cusson et al., 1994, ACI 441 1997);
- 4 - instabilidade do recobrimento sob tensões altas de compressão com flambagem do recobrimento (Collins et al. 1993, ACI 441 1997).

Foster et al. (1998) realizaram um estudo em elementos finitos em pilares em CAR carregados axialmente para analisar o desagregamento precoce do recobrimento. Este estudo mostrou que existem altas deformações de tração na interface núcleo-recobrimento para cargas significativamente menores que a carga máxima. Enquanto uma parte desta deformação é devido ao efeito de Poisson, que não conduzirá a fissuras de tensão, a outra é devido ao confinamento imposto ao núcleo pelos estribos. O núcleo confinado e o recobrimento não confinado estabelecem tensões de tração transversais na interface núcleo-recobrimento e a fissuração ocorre em uma carga menor do que a carga de esmagamento, independente da resistência do concreto. Logo que a fissura na interface núcleo-recobrimento é desenvolvida, a casca do recobrimento está livre para desagregar ou flambar.

2.2.1.3 - Carregamento de Longo Prazo

A maioria das estruturas de concreto está sujeita a carregamento de longo prazo, e as deformações dependentes do tempo associadas a estas tensões têm um profundo efeito no comportamento estrutural. Estas deformações estão diretamente relacionadas às deformações de longo prazo e fissuração. A resistência do pilar pode ser reduzida devido ao carregamento de longo prazo, mas também pode aumentar devido à capacidade da estrutura se ajustar a cargas de alta intensidade através da deformação lenta (ACI 363 1984).

A fluência é dada pelo ‘coeficiente de fluência’ e pela ‘fluência específica’ (Council on Tall Buildings and Urban Habitat 1992). O coeficiente de fluência C_c é definido como a razão

$$C_c = \frac{\text{deformação por fluência}}{\text{deformações elásticas iniciais}}$$

e a fluência específica δ_c é dada como a deformação por fluência por unidade de tensão. Tanto o coeficiente de fluência como a fluência específica, são menores para o CAR (Ngab et al. 1981, Smadi et al. 1987).

Como resultado, o encurtamento de deformação lenta em um dado nível de tensão será menor para pilares em CAR carregados axialmente, o que é uma grande vantagem para estruturas muito altas.

2.2.2 Vigas

2.2.2.1 Bloco de Tensões Equivalentes

A distribuição de tensões de compressão ao longo da seção transversal de uma viga está relacionada com a forma da curva tensão-deformação do concreto. Como o CAR mostra diferenças nesta forma em relação ao CBR, deve-se esperar diferenças também na distribuição de tensões de compressão na flexão.

Para o projeto de vigas e pilares em concreto armado é necessário conhecer a relação tensão-deformação para concreto sob compressão ou uma aproximação adequada das tensões no concreto sob flexão pura ou fletor combinado com força axial.

A forma parabólica da curva tensão-deformação nos CBR (ver Figura 2.13a) é descrita por três parâmetros: k_1 , k_2 e k_3 onde:

k_1 = razão da tensão média para a tensão de compressão máxima na viga;

k_2 = razão da altura da resultante de compressão para a altura da linha neutra;

k_3 = razão da tensão máxima in situ para a tensão máxima correspondente ao cilindro carregado axialmente.

O importante na distribuição de tensões de compressão é conhecer a grandeza da resultante de compressão e o seu ponto de aplicação na seção (ACI 363 1984). Para projeto de estruturas, é conveniente trabalhar com uma distribuição equivalente de tensões de compressão.

O bloco de tensão retangular equivalente tem sido muito usado para CBR, e pode ser utilizado quando a linha neutra encontra-se dentro da seção transversal (Attard e Stewart 1998). Este bloco de tensões é definido por dois parâmetros (ver Figura 2.13b);

- a intensidade da tensão do bloco de tensões (α_I)
- a razão da altura do bloco para a altura da linha neutra (β_I)

Para o CAR, o diagrama tensão-deformação aproxima-se mais de uma linha reta do que de uma parábola, e, portanto, outras distribuições tais como triangular (Leslie et al. 1976) e trapezoidal (Zia 1983) tem sido sugeridas (Figura 2.13c). Entretanto, estudos em vigas subarmadas (Kaar et al. 1978, Shin et al. 1990, Wang et al. 1978) têm mostrado que nestes casos o bloco retangular equivalente pode ser utilizado. Esta também é a conclusão do ACI 363 (1984).

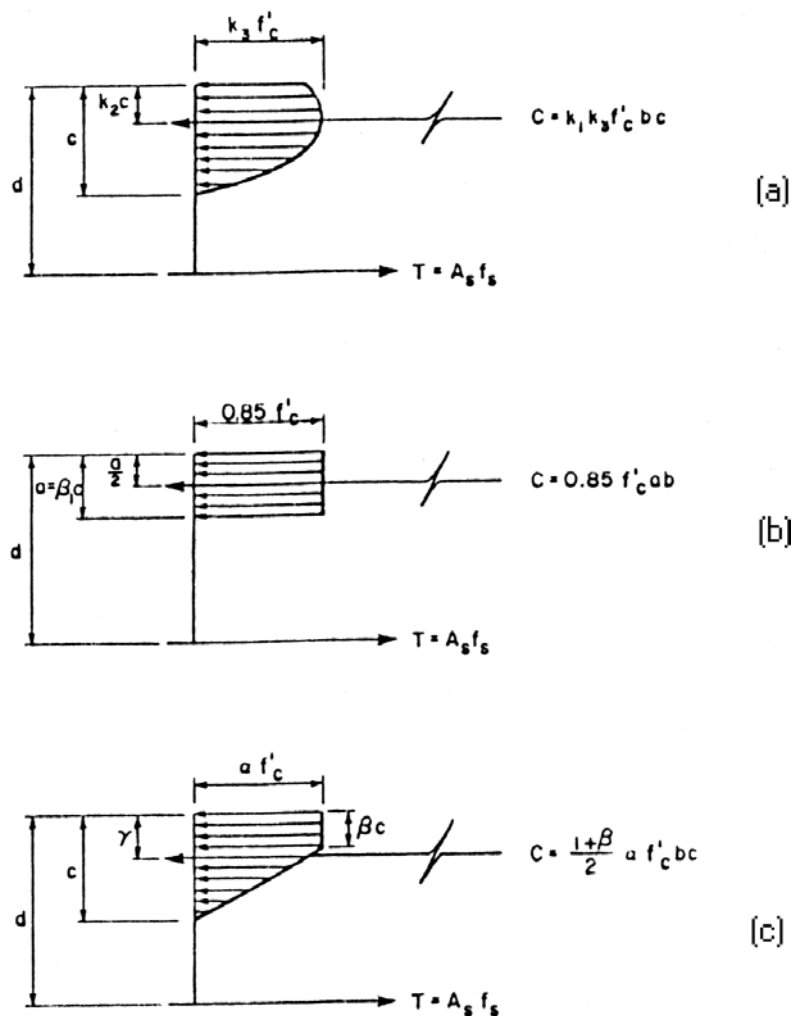


Figura 2.13 – Distribuições de tensões do concreto (ACI 363 1984)

Baseado no modelo do bloco de tensão retangular equivalente, o ACI 318 (1999) sugere que a resistência à flexão nominal de uma viga subarmada pode ser calculado por:

$$M_n = A_s f_y d \left(1 - 0,59 \rho f_y / f_c' \right) \quad \text{onde } 0,59 = k_2 / (k_1 k_3) \quad (2.14)$$

Segundo o ACI 363 (1984) embora a variação dos fatores de k_1 , k_2 e k_3 seja significativa, a variação $k_2 / (k_1 k_3)$ pode ser bem representada pelo valor constante de 0,59.

2.2.2.2 Deformação Última de Compressão

O CAR atinge a sua tensão máxima em uma deformação ligeiramente maior do que nos CBR, porém a sua deformação última é menor (ACI 363 1984) do que aquele correspondente ao CBR. Uma análise entre a deformação última na face externa de compressão, ε_{cu} , e a resistência à compressão do concreto, f_c' , mostra que o aumento na resistência do concreto diminui a deformação última, atingindo uma deformação próxima de 0,003. O ACI 363 (1984) indica que o valor constante de deformação de 0,003 prescrito pelo ACI 318 (1999) representa satisfatoriamente os resultados experimentais para CAR, embora este limite não seja tão conservador para CAR como é para CBR (ver Figura 2.14). A NBR 6118 (1980) adota o valor de 0,0035, enquanto o CEB 1990 adota um valor constante de 0,0035 para concreto com resistência inferior a 50 MPa e uma correção em função da resistência à compressão para concretos com resistências à compressão entre 50 e 83 MPa dada por:

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035 \left(\frac{50}{f_{ck}} \right) \quad (2.15)$$

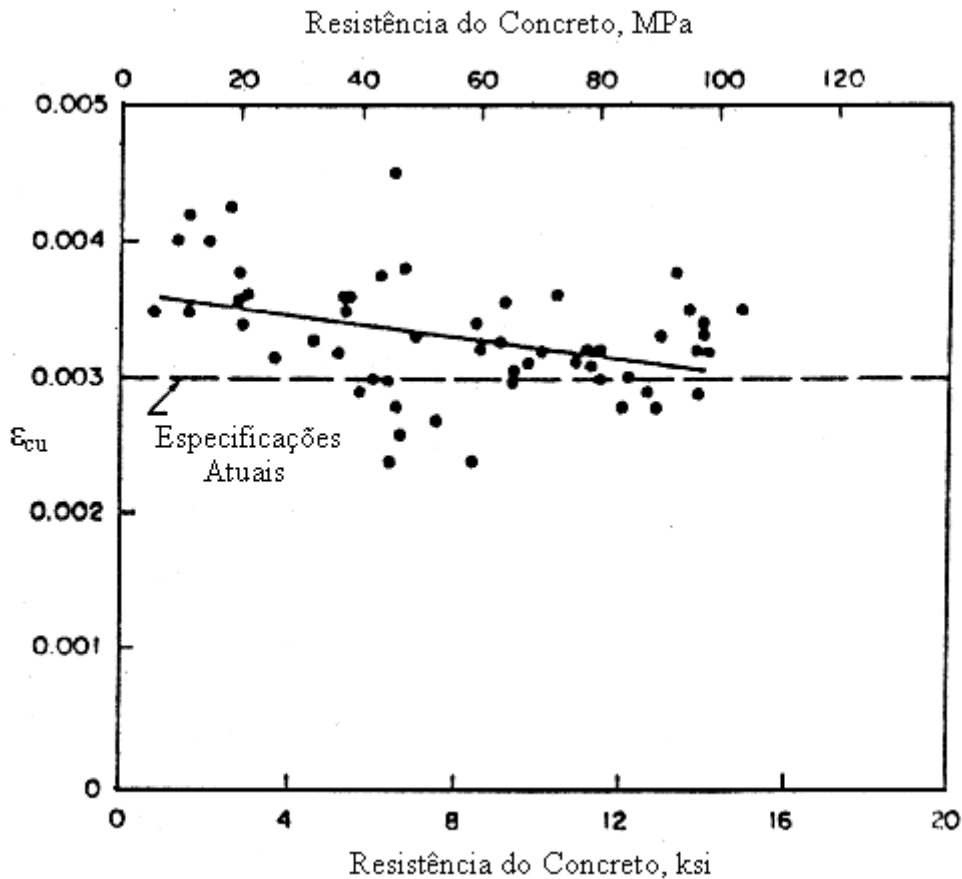


Figura 2.14 - Deformação última no concreto ϵ_{cu} versus a resistência à compressão no concreto (ACI 363 1984).

2.2.3 Pilares Sujeitos a Carga Axial e Momento Fletor

2.2.3.1 Distribuição das Tensões de Compressão

No item 2.2.2.1 foi mostrado que a distribuição de tensões de compressão para o CAR é diferente daquela apresentada pelo CBR, devido às diferenças na curva tensão-deformação para estes dois materiais. No caso de vigas subarmadas com resistência controlada pelo escoamento do aço, a forma real do bloco de tensões é de pouca importância sob a condição de que o braço de alavanca e a resultante de compressão estejam próximos do valor verdadeiro. No caso de pilares sujeitos a carga axial e momento fletor, a altura da linha

neutra é uma parcela significativa da altura global da peça, particularmente se o nível de carga axial é relativamente alto, fazendo o momento nominal mais sensível para a forma assumida do bloco de tensões. Para peças com pequena excentricidade, a ruptura será iniciada pelo concreto atingindo a sua deformação limite, enquanto o aço no lado oposto do pilar pode estar tracionado com valores de tensões bem abaixo da tensão de escoamento ou pode permanecer em compressão. Para tais casos uma representação mais adequada do bloco de tensões para o concreto pode ser importante (ACI 363 1984).

2.2.3.2 Diagrama de Interação para Pilares Curtos

O cálculo da resistência de um pilar com carga axial e momento fletor pode ser influenciado pela forma do bloco de tensões utilizado. A forma geral do bloco varia, de retangular para CBR e próximo a triangular para CAR como discutido na seção 2.2.2.1. O ACI 363 (1984) mostra um estudo realizado comparando o bloco retangular de tensões equivalentes do ACI 318 (1999) com uma distribuição trapezoidal de tensões no concreto (Figura 2.15). Esta figura mostra o diagrama de interação de um pilar com resistência à compressão de 83 MPa. A resistência da carga axial combinada com fletor foi calculada primeiro usando o bloco de tensões retangular convencional (linha sólida) e depois, usando um bloco trapezoidal (linha tracejada).

Para grandes excentricidades, caso em que o momento domina e a ruptura é iniciada pelo escoamento da armadura de tração, as duas curvas são quase idênticas. Para excentricidade intermediária a pequena, o ACI 318 (1999) resulta em valores maiores para o momento e força axial. Contudo, para este pilar em particular, a pior discrepância parece ser da ordem de 5%.

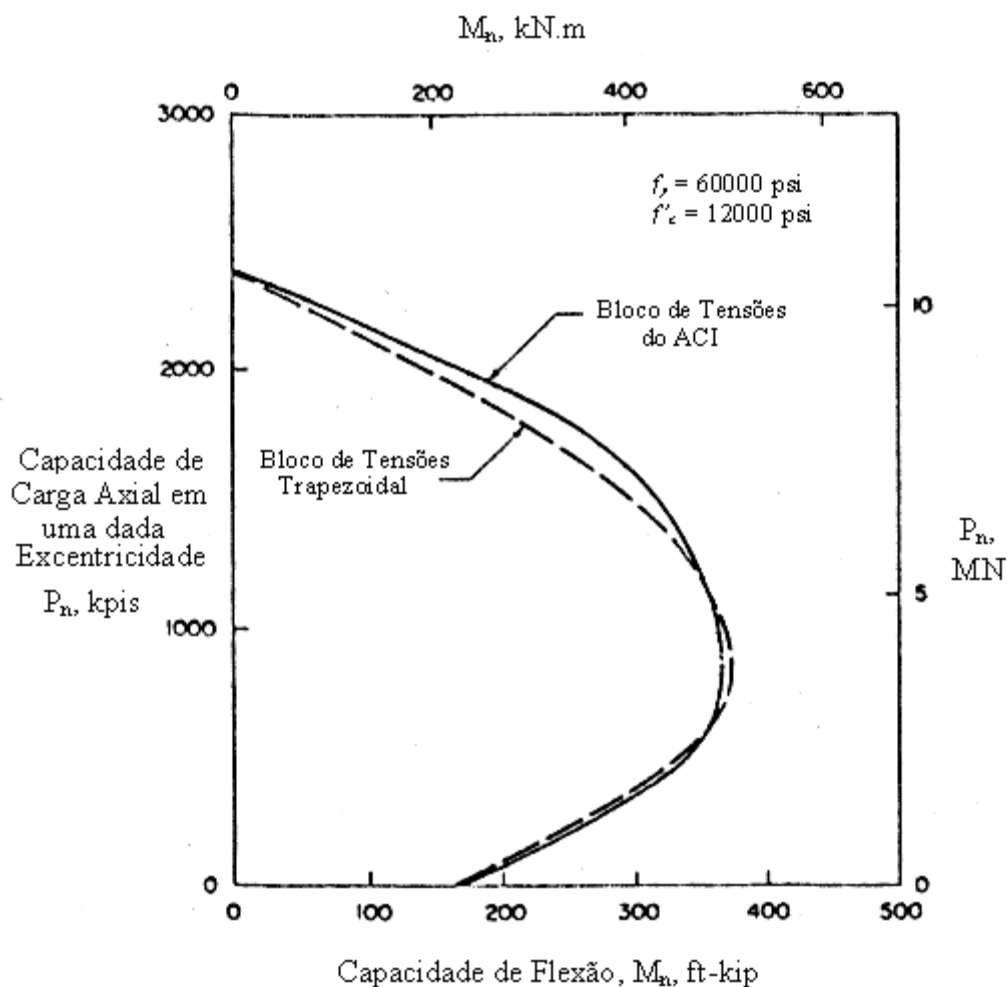


Figura 2.15 – Comparação de diagramas de interação para pilar em CAR (ACI 363 1984)

2.2.3.3 Relação Momento-Curvatura ou Momento-Deformação

A obtenção do diagrama momento-curvatura ou momento-deformação é um passo necessário para a geração diagrama de interação. Através desta curva, também pode se analisar a ductilidade e o comportamento de pilares considerando os efeitos de cargas, resistência do concreto e a contribuição dos componentes do pilar (núcleo, recobrimento e armadura longitudinal) para a sua capacidade total. A Figura 2.16 mostra diagramas momento-deformação para um pilar curto com resistência a compressão de 96,5 MPa, com

taxa de armadura longitudinal 0,038 e taxa de armadura transversal igual à prescrita pelo ACI 318 (1999). Os diagramas mostram a influência da carga axial na capacidade do pilar.

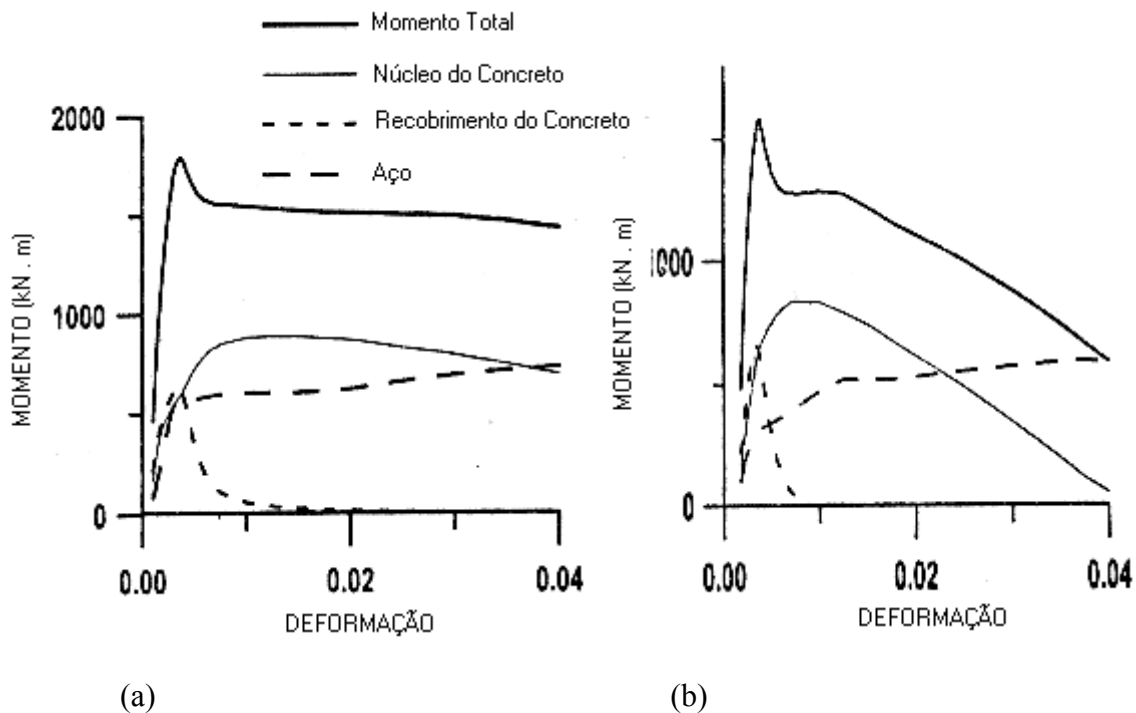


Figura 2.16 – Diagrama momento-deformação para um pilar em CAR

(a) $P = 7473$ kN e (b) $P = 14946$ kN (Diniz e Frangopol 1997a)

2.2.3.4 Ductilidade de Pilares em CAR sob Carga Axial e Momento Fletor

Vários parâmetros afetam o desempenho de pilares em CAR sob carregamento combinado e repetido, tais como: resistência à compressão, nível de carga axial, taxa, arranjo, espaçamento e tensão de escoamento da armadura transversal, taxa de armadura longitudinal, etc. (ACI 441 1997).

Um estudo realizado por Saatcioglu e Baingo (1999) em pilares de 65 e 90 MPa mostra que os pilares com maior resistência à compressão desenvolvem degradação na

resistência quando é usada pequena taxa de armadura transversal, porém, o aumento desta taxa apresenta um pilar com excelente capacidade de deformação inelástica com pequena redução na resistência.

Um aumento na resistência à compressão do concreto e no nível de carga axial aplicada pode resultar em grande decréscimo de ductilidade. Um estudo reportado pelo ACI 441 (1997) mostra que para pilares com estribos periféricos sujeitos a um nível de carga de 20% da sua capacidade, o aumento na resistência à compressão do concreto reduz a ductilidade em quase 25% no pilar de CAR. O uso de um melhor arranjo da armadura transversal (pilares com armadura longitudinal nos cantos e pontos intermediários com estribos arranjados de modo que apoio lateral é dado às barras longitudinais) melhora substancialmente o comportamento do pilar, atingindo um bom nível de ductilidade. Em níveis de 20 a 30%, poucos dados existem. Para níveis acima de 40%, são necessárias maiores taxas de armadura transversal (ACI 441 1997). Isto é sugerido por Bayrak e Sheikh (1998) em um estudo experimental em pilares em CAR com níveis elevados de carga axial (50%). Neste estudo, Bayrak e Sheikh mostram que o aumento na carga axial reduz a capacidade de deformação e ductilidade do pilar, acelerando a degradação da resistência e que o aumento da taxa de armadura transversal serviria para compensar estes efeitos.

Para uma mesma taxa de armadura transversal, a ductilidade de pilares em CAR é significativamente menor do que em pilares similares em CBR (Bayrak e Sheikh 1998). A ductilidade pode ser aumentada se taxas adequadas de armadura transversal e longitudinal são usadas (Diniz e Frangopol 1997a). O uso de menores espaçamentos da armadura de confinamento também melhora a ductilidade. Isto foi comprovado por Saatcioglu e Baingo (1999) num estudo que indica que a capacidade de deformação é reduzida com o aumento do espaçamento da espiral.

A armadura transversal de alta tensão de escoamento (800 MPa) tem mostrado ser vantajosa quando o nível de carga axial é alto (acima de 40%). Porém, para estes níveis de cargas axiais, são necessárias maiores taxas de armadura transversal do que a especificada pelo ACI 318 (1999) para atingir adequada ductilidade. Quando o nível de carga axial é relativamente baixo (menor do que 20%), o uso de alta tensão de escoamento na armadura transversal não influencia a resistência e ductilidade de pilares em CAR (ACI 441 1997).

2.3 Sumário

Como foi mostrado neste capítulo, o aumento na resistência à compressão do concreto altera as propriedades mecânicas deste material e por conseguinte o comportamento estrutural. Dentre as propriedades mecânicas de interesse, foram destacadas a curva tensão-deformação, o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e a resistência à tração. A curva tensão-deformação é a propriedade que mais sofre mudanças devido ao aumento da resistência à compressão. Para o comportamento estrutural, foram destacadas as condições de carregamento necessárias para a geração do diagrama de interação, tais como: carregamento axial, carregamento combinado e flexão.

CAPÍTULO III

MODELOS DE CONFINAMENTO

3.1 Introdução

Para calcular a resistência de pilares é necessário um modelo para gerar o diagrama de interação P - M . Enquanto um modelo simples, como o bloco retangular de tensões equivalentes, demonstra ser eficiente para o concreto de baixa resistência, este ainda é um tema controverso para o caso de pilares em CAR. Portanto, o diagrama de interação deve ser obtido usando-se um modelo que verdadeiramente descreva o comportamento do CAR confinado e não confinado (Diniz e Frangopol 1997a). Neste capítulo, são apresentados e discutidos dois modelos de confinamento para o CAR, - o modelo de Fafitis e Shah modificado (Diniz e Frangopol 1997a) e o modelo de Razvi e Saatcioglu (1999).

3.2 O Modelo de Fafitis e Shah Modificado

Fafitis e Shah (1985) propuseram um modelo matemático para representação da curva tensão-deformação. Este modelo é válido tanto para o concreto confinado, quanto para o concreto não confinado (recobrimento) com resistências à compressão inferiores a 120 MPa. As expressões propostas são:

$$\text{parte ascendente} \quad f = f_o [1 - (1 - \varepsilon / \varepsilon_o)^A] \quad (3.1)$$

$$\text{e parte descendente} \quad f = f_o \exp [- k (\varepsilon - \varepsilon_o)^{1,15}] \quad (3.2)$$

onde f e ε são tensão e deformação, f_o e ε_o são tensão e deformação correspondentes à tensão máxima, e A e k são parâmetros que determinam a forma da curva nas partes ascendente e descendente. A expressão proposta não apresenta descontinuidades, o que frequentemente

causa problemas em cálculos numéricos. Os valores dos parâmetros A e k são determinados

$$\text{por: } A = E_c \varepsilon_o / f_o \quad (3.3a) \quad \text{com} \quad E_c = 4730 \sqrt{f'_c} \quad (\text{psi}) \quad (3.3b)$$

$$k = 0,17 f'_c \exp(-0,01 f_r) \quad (3.4)$$

$$f_r = 2 A_s f_y / s d \quad (\text{para núcleo circular}) \quad (3.5)$$

onde E_c e f'_c são o módulo de elasticidade secante e a resistência à compressão do concreto simples (em psi); f_r , o índice de confinamento; d , o diâmetro do núcleo; s , o espaçamento vertical; f_y a tensão de escoamento da armadura transversal e A_s a área da seção transversal das espirais ou estribos. O valor de E_c é dado pela seguinte equação:

$$E_c = 33 (w^{1,5}) \sqrt{f'_c} \quad (3.6)$$

A tensão máxima f_o (em psi) e a deformação correspondente à tensão máxima ε_o são:

$$f_o = f'_c + (1,15 + 3048 / f'_c) f_r \quad (3.7)$$

$$\varepsilon_o = 1,027 \times 10^{-7} + 0,0296 f_r / f'_c + 0,00195 \quad (3.8)$$

O aumento na resistência à compressão devido ao confinamento depende não somente do índice de confinamento, mas também da resistência à compressão do concreto. Quanto maior resistência à compressão, menor é aumento de resistência para uma dada taxa de armadura de confinamento.

No caso de pilares quadrados onde o conceito do diâmetro equivalente se aplica (pilares com armadura longitudinal nos cantos e pontos intermediários com estribos arranjados de modo que apoio lateral é dado às barras longitudinais), e tomando o diâmetro igual ao comprimento do lado do núcleo confinado, o índice de confinamento é definido como:

$$f_r = A_{sh} f_y / d_e s \quad (3.9)$$

onde d_e é o diâmetro equivalente, s é o espaçamento vertical dos estribos e A_{sh} é a área de armadura transversal dos estribos.

Diniz e Frangopol (1997a) investigaram o desempenho do modelo de Fafitis e Shah (1985). Eles concluíram que este modelo apresenta bons resultados para pilares em CAR confinado com estribos, quando algumas mudanças são feitas no índice de confinamento f_r . Segundo Diniz e Frangopol, fazendo $A_{sh} = \lambda A_{st}$ (onde A_{st} é área da seção transversal do estribo e λ é um fator deduzido a partir da razão volumétrica de aço lateral), bons resultados podem ser obtidos se os valores de λ forem escolhidos adequadamente. Para as configurações de estribos representadas na Figura 3.1 os fatores λ são 3,414, 4,665, 6,414, e 3,610 para as configurações de 1 a 4 respectivamente.

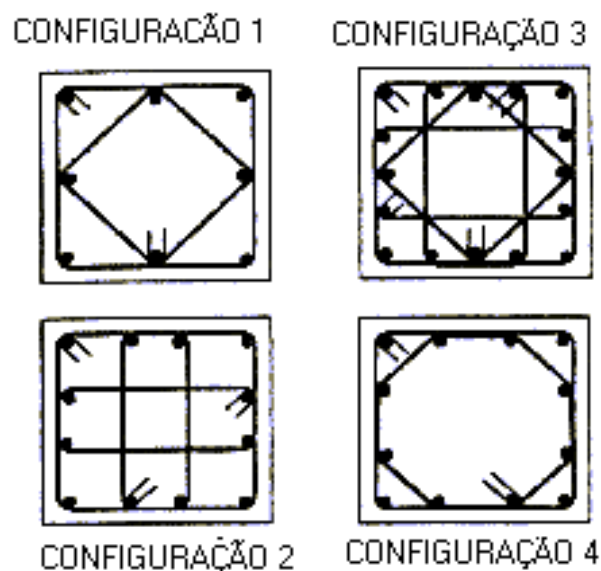


Figura 3.1 - Configurações de estribos (Diniz e Frangopol 1997a)

Da investigação de Diniz e Frangopol (1997a), é concluído também que para as configurações de estribos em que o conceito de diâmetro equivalente se aplica, um fator de correção para o espaçamento do estribo mostra pouco efeito sobre a resistência e a deformação na tensão máxima do concreto confinado. Por outro lado, pequenos espaçamentos de estribos são uma maior exigência para a eficiência do confinamento no trecho descendente. Nesta região, o confinamento efetivo dependerá largamente da capacidade da armadura

longitudinal para resistir a combinação de maior pressão lateral e carga axial. Como resultado, um fator de correção, C_f foi incluído no trecho descendente. Assim, a pressão lateral efetiva será:

$$f_{le} = C_f f_t \quad \text{onde} \quad C_f = 1 - s_p / d_e \quad (3.10)$$

Outra correção adotada por Diniz e Frangopol (1997a) refere-se a contribuição da tensão de escoamento do estribo para a pressão de confinamento. No caso do CAR, quando são utilizados aços com alta resistência de escoamento, a tensão de escoamento da armadura transversal não é utilizada integralmente ou seja, a armadura não atingirá o escoamento. Assim, para estribos com elevada tensão de escoamento, a pressão de confinamento deverá ser tomada como uma fração da tensão de escoamento da armadura transversal. Eles recomendam que esta tensão não deve ser tomada maior do que 480 MPa para resistências à compressão menores do que 90 MPa e 415 MPa para concretos com resistências superiores.

3.3 O Modelo de Razvi e Saatcioglu

O modelo de Razvi & Saatcioglu (1999) foi desenvolvido para expressar a relação tensão-deformação para CAR confinado por armadura transversal e é válido para concretos com resistência à compressão entre 30 e 130 MPa. Este modelo incorpora todos os parâmetros relevantes do confinamento, tais como taxa volumétrica, espaçamento, tensão de escoamento e arranjo da armadura transversal, assim como a resistência do concreto e geometria da seção. Pode ser aplicado a concretos com resistências entre 30 e 130 MPa, podendo ser usado para seções circular, quadrada e retangular.

Geralmente, os modelos de confinamento consideram uma pressão de confinamento uniforme desenvolvida pela armadura transversal. Porém, a pressão lateral gerada pelo concreto se expandindo lateralmente e pela armadura resistindo não é sempre uniforme. O

modelo de Razvi e Saatcioglu é baseado no conceito de “pressão de confinamento uniforme equivalente”, proposto pelos mesmos autores (Saatcioglu e Razvi 1992) e utilizado em modelo desenvolvido para concreto de resistência normal (Figura 3.2).

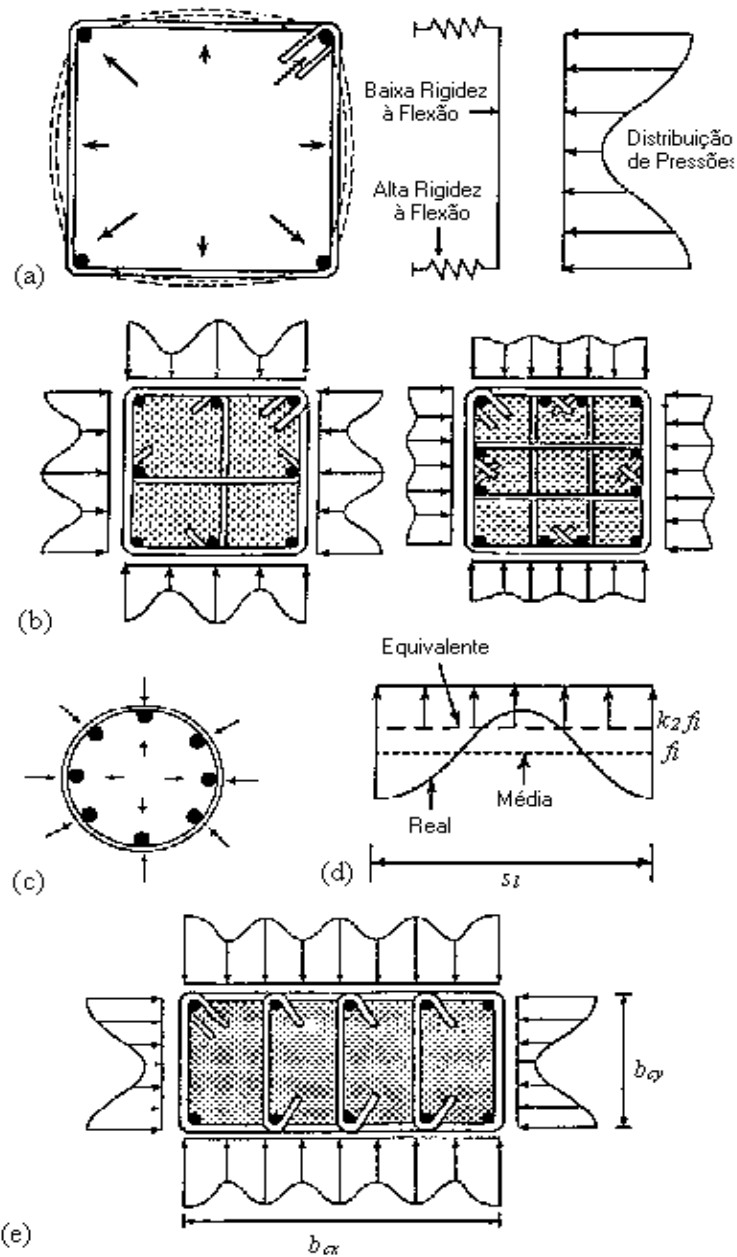


Figura 3.2 – Pressão de confinamento passivo: (a) Desenvolvimento da pressão de confinamento passivo em pilar quadrado; (b) Variação da pressão de confinamento com o arranjo da armadura; (c) Pressão lateral uniforme em pilares circulares; (d) Pressão uniforme equivalente em pilar quadrado; (e) Pressão de confinamento em pilar retangular.

A tensão do concreto confinado é:

$$\text{Parte ascendente} \quad f = \frac{f_o \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_1} \right)^r}{r - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_1} \right)^r} \quad (3.11)$$

$$\text{com} \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.12) \quad E_{sec} = \frac{f_o}{\varepsilon_1} \quad (3.13)$$

Onde f e ε são tensão e deformação, f_o e ε_1 são tensão e deformação correspondentes à tensão máxima em MPa, E_c e E_{sec} , são módulos de elasticidade do concreto não confinado e secante do concreto confinado, respectivamente. O valor de E_c é dado pela equação (2.2).

A tensão máxima f_o (MPa) é dada por:

$$f_o = f'_{co} + k_1 f_{le} \quad (3.14)$$

$$\text{onde} \quad f'_{co} = 0,85 f'_c \quad (3.15)$$

$$k_1 = 6,7 (f_{le})^{-0,17} \quad (3.16)$$

$$f_{le} = k_2 f_l \quad (3.17)$$

$$k_2 = 0,15 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s} \right) \left(\frac{b_c}{s_l} \right)} \leq 1,0 \quad (3.18)$$

onde f'_c = resistência do concreto; f_{le} = pressão uniforme equivalente em MPa; s = espaçamento da armadura transversal; s_l = espaçamento da armadura longitudinal lateralmente suportada pelo estribo; e b_c = dimensão do núcleo medida centro a centro dos estribos. A pressão uniforme equivalente é geralmente menor do que a pressão média uniforme f_l devido a não uniformidade da pressão lateral. A redução na pressão é obtida através do fator k_2 , o qual é função do espaçamento do estribo s e do espaçamento da armadura longitudinal lateralmente suportada s_l . O coeficiente k_2 reflete a eficiência do arranjo da armadura e é igual a unidade quando a pressão de confinamento é próxima de

uniforme como no caso de espirais circulares pouco espaçadas, indicando maior eficiência. Nesse caso a pressão média e a pressão uniforme equivalente tornam-se iguais.

A pressão de confinamento média f_l é dada como:

$$f_l = \frac{\sum_{i=1}^q (A_s f_s \sin \alpha)_i}{s b_c} \quad (3.19)$$

onde q = número de pernas de estribo que cortam o lado do núcleo de concreto pelo qual a pressão lateral f_l está sendo calculada; A_s = área de uma perna da armadura transversal; f_s = tensão de tração na armadura transversal na tensão máxima do concreto; e α = ângulo entre a perna da armadura transversal e o lado cortado pela mesma.

A pressão uniforme equivalente dada por (3.17) é aplicável a seções circulares e quadradas tendo a mesma pressão de confinamento nas duas direções ortogonais. Para pilares quadrados e retangulares com diferentes pressões nas duas direções, resultante de diferentes arranjos de estribos, uma média ponderada pode ser usada como indicado na expressão abaixo:

$$f_{le} = \frac{f_{lex} b_{cx} + f_{ley} b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}} \quad (3.20)$$

onde as pressões laterais equivalentes f_{lex} e f_{ley} , atuam perpendicularmente as dimensões do núcleo b_{cx} e b_{cy} .

As deformações correspondentes à tensão máxima, ε_l , e a 85% desta, ε_{85} , são respectivamente:

$$\varepsilon_l = \varepsilon_{0l} (1 + 5 k_3 K) \quad (3.21)$$

$$\varepsilon_{85} = 260 k_3 \rho_c \varepsilon_1 [1 + 0,5 k_2 (k_4 - 1)] + \varepsilon_{085} \quad (3.22)$$

onde: $k_3 = \frac{40}{f'_{co}} \leq 1,0$ (3.23) $k_4 = \frac{f_{yl}}{500} \geq 1,0$ (3.24) $K = \frac{k_1 f_{le}}{f'_{co}}$ (3.25)

$$\rho_c = \frac{\sum_{i=1}^n (A_{sx})_i + \sum_{j=1}^m (A_{sy})_j}{[s(b_{cx} + b_{cy})]} \quad (3.26)$$

n e m = número de pernas de estribos nas direções x e y respectivamente.

A eq. (3.26) foi obtida de dados de testes que incluíram pilares com taxas de armadura transversal, ρ_c , menor do que 0,03-0,01 k_3 .

As deformações correspondentes à tensão máxima, ε_{01} , e a 85% desta, ε_{085} , para o concreto não confinado, são respectivamente:

$$\varepsilon_{01} = 0,0028 - 0,0008 k_3 \quad (3.27)$$

$$\varepsilon_{085} = \varepsilon_{01} + 0,0018 k_3^2 \quad (3.28)$$

A parte descendente consiste de um segmento linear, originado na tensão máxima. A inclinação é definida pela deformação correspondente a 85% da tensão máxima.

No modelo de Razvi e Saatcioglu a tensão na armadura transversal correspondente à tensão máxima no concreto foi definida através da avaliação de dados experimentais. A equação (3.29) relaciona a tensão no aço da armadura transversal com alguns parâmetros e foi obtida de análise de regressão:

$$f_s = E_s \left(0,0025 + 0,043 \sqrt{\frac{k_2 \rho_c}{f_{co}}} \right) \leq f_{yt} \quad (3.29)$$

3.4 Comparações entre os Modelos de F&S e R&S

Nos itens 3.4.1 e 3.4.2 são apresentadas curvas Tensão-Deformação para o núcleo confinado resultantes do modelo de F&S modificado e do modelo de R&S. Os pilares analisados correspondem a testes experimentais reportados por Razvi e Saatcioglu (1999) e Saatcioglu e Razvi (1998).

3.4.1 Razvi e Saatcioglu (1999)

Razvi e Saatcioglu (1999) ensaiaram pilares circulares com diâmetro de 25 cm, sendo 1cm de recobrimento, com resistências a compressão de 60 a 124 MPa. A armadura longitudinal é disposta na forma de 8 barras de 16 mm, representando uma taxa de 3,26%, com tensão de escoamento de 419 MPa. Os detalhes sobre a armadura transversal utilizada se encontram na Tabela 3.1.

TABELA 3.1 – Detalhes dos Pilares Testados por Razvi e Saatcioglu (1999)

	Pilar	f'_c MPa	A_s transversal			
			f_{yt} (MPa)	d_t (mm)	s (cm)	ρ_s (%)
Razvi & Saat. 1999	CC1	60	660	6,3	13,5	0,83
	CC2	60	400	11,3	13,5	2,72
	CC3	60	660	6,3	7,0	1,59
	CC8	124	660	6,3	7,0	1,59
	CC10	124	400	11,3	6,0	6,11
	CC11	124	660	6,3	6,0	1,86
	CC12	124	1000	7,5	6,0	2,65
	CC14	92	1000	7,5	6,0	2,65
	CC15	92	400	11,3	6,0	6,11
	CC16	92	1000	7,5	10,0	1,59
	CC19	92	400	11,3	10,0	3,67
	CC20	92	660	6,3	10,0	1,12
	CC21	92	660	6,3	7,0	1,59
	CC22	92	400	11,3	13,5	2,72

As curvas Tensão-Deformação geradas a partir do modelo de F&S modificado e do modelo de R&S para o núcleo confinado estão apresentadas nas figuras 3.3 a 3.5.

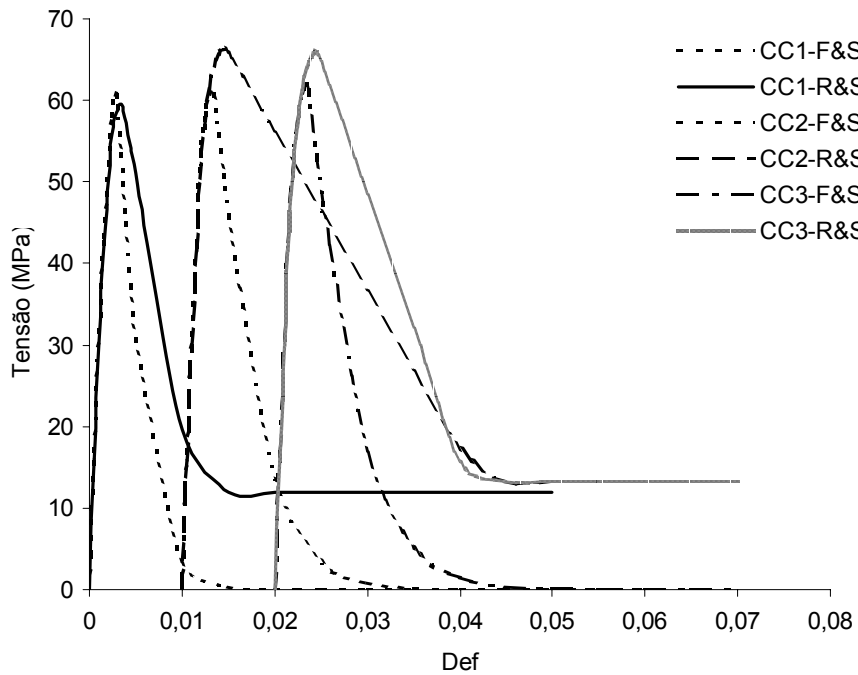


Figura 3.3 Curvas Tensão-Deformação do núcleo confinado segundo os modelos de F&S modificado e R&S. (resistência à compressão = 60 MPa)

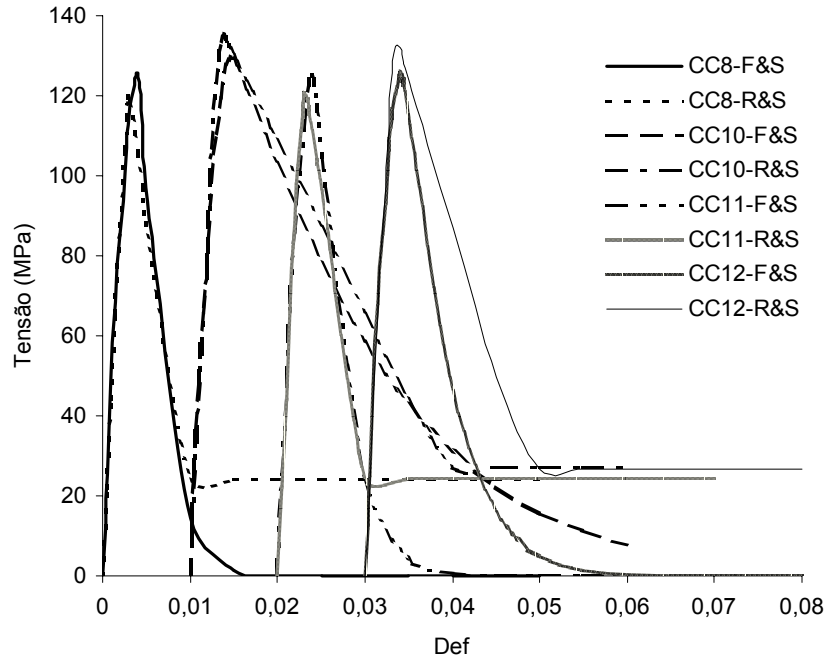


Figura 3.4 Curvas Tensão-Deformação do núcleo confinado segundo os modelos de F&S modificado e R&S. (resistência à compressão = 124 MPa)

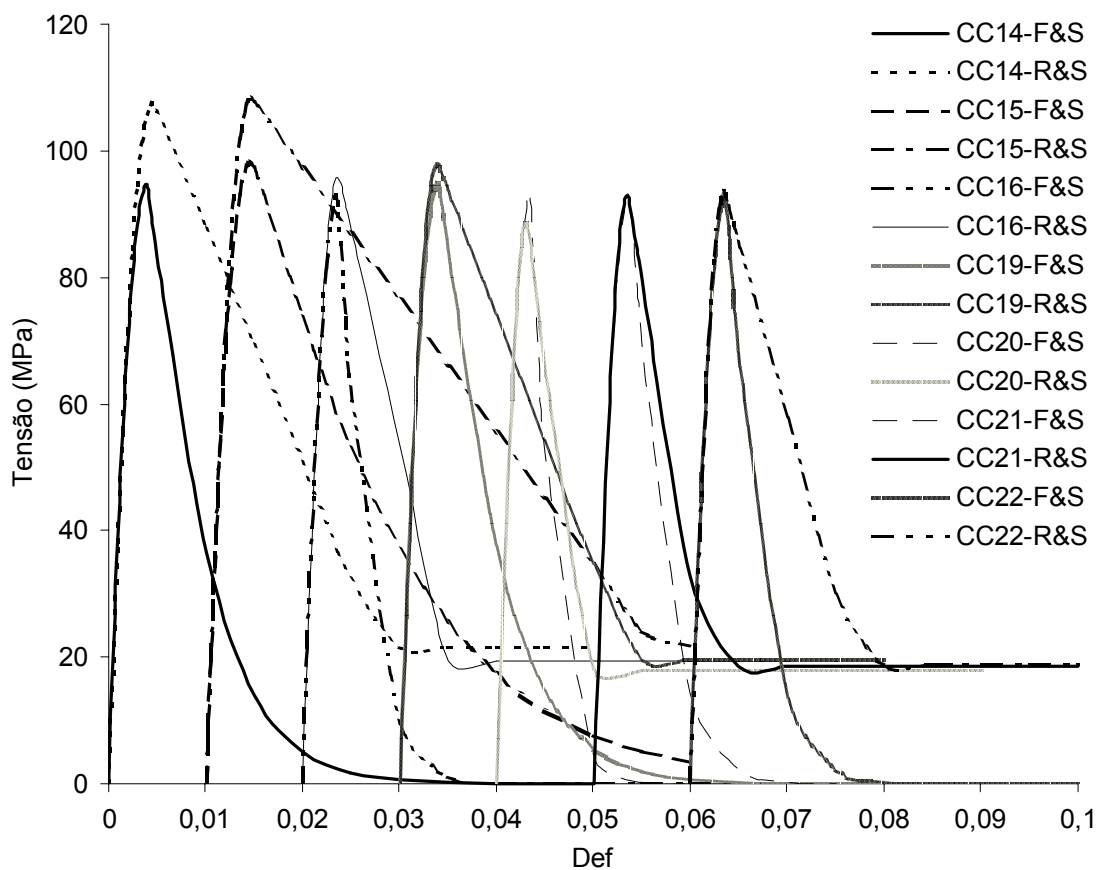


Figura 3.5 Curvas Tensão-Deformação do núcleo confinado segundo os modelos de F&S modificado e R&S. (resistência à compressão = 92 MPa)

3.4.2 Saatcioglu e Razvi (1998)

Saatcioglu e Razvi (1998) ensaiaram pilares quadrados com seção transversal de 25X25 cm, sendo 1cm de recobrimento e resistências à compressão do concreto variando de 60 a 124 MPa. A armadura longitudinal é disposta na forma de 12 barras de 16 mm, representando uma taxa de 3,84%, com tensão de escoamento de 419 MPa. A configuração utilizada é a 2 (ver Figura 3.1) e os detalhes sobre a armadura transversal se encontram na Tabela 3.2.

TABELA 3.2 – Detalhes dos Pilares Testados por Saatcioglu e Razvi (1998)

	Pilar	f'_c MPa	A_s transversal			
			f_{yt} (MPa)	d_t (mm)	s (cm)	ρ_s (%)
Saat. & Razvi 1998	CS3	124	570	6,5	5,5	2,16
	CS5	124	1000	7,5	12,0	1,32
	CS7	124	400	6,5	12,0	0,99
	CS9	124	400	11,3	12,0	3,06
	CS14	92	570	6,5	5,5	2,16
	CS16	81	1000	7,5	8,5	1,87
	CS18	81	400	6,5	8,5	1,40
	CS20	92	400	11,3	8,5	4,32
	CS23	60	1000	7,5	12,0	1,32
	CS25	60	400	11,3	12,0	3,06
	CS26	60	570	6,5	5,5	2,16

As curvas Tensão-Deformação geradas a partir do modelo de F&S modificado e do modelo de R&S para o núcleo confinado estão apresentadas nas figuras 3.6 a 3.9.

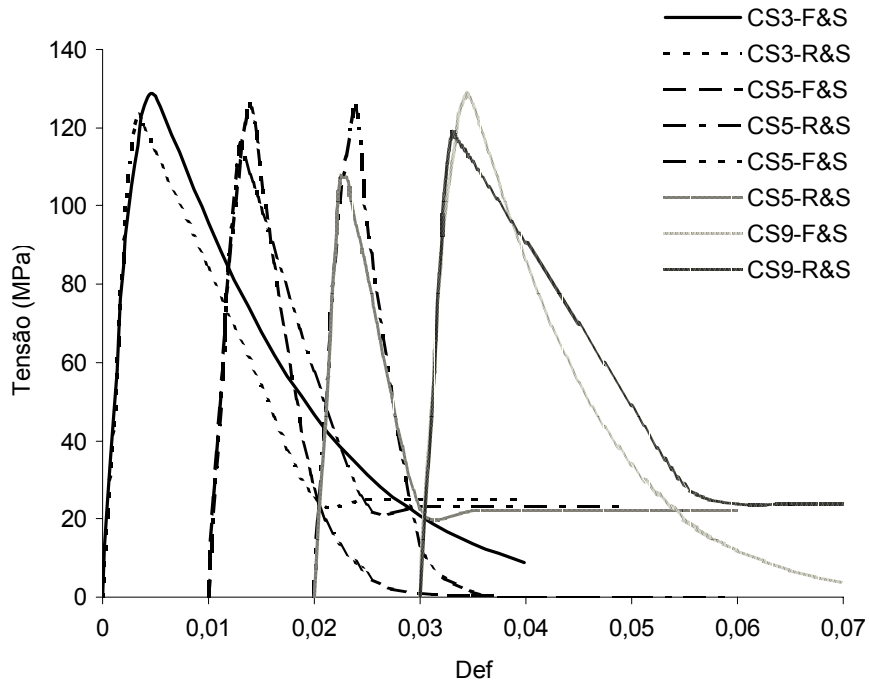


Figura 3.6 Curvas Tensão-Deformação do núcleo confinado segundo os modelos de F&S modificado e R&S. (resistência à compressão = 124 MPa)

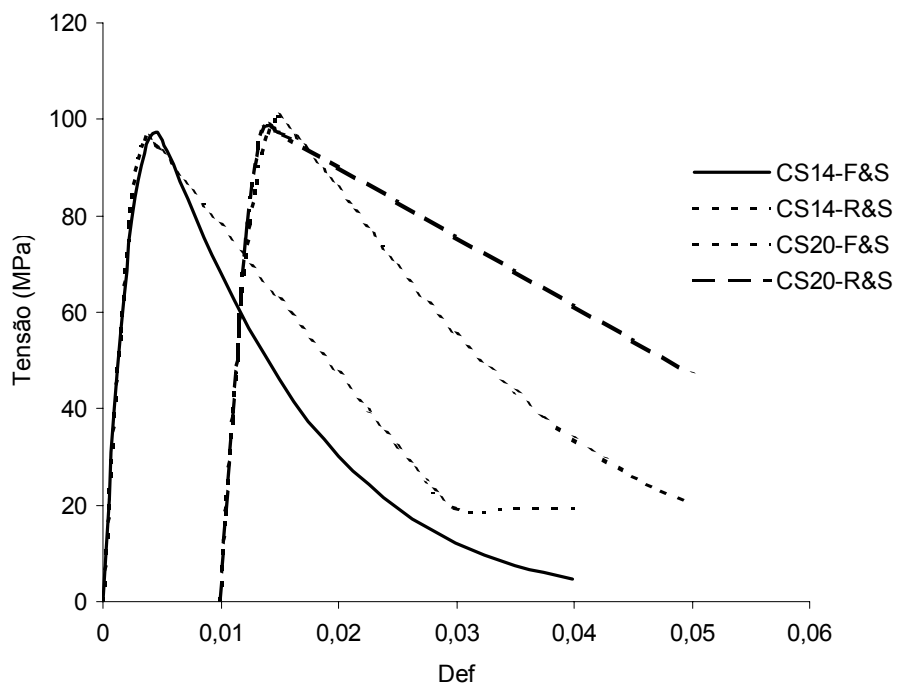


Figura 3.7 Curvas Tensão-Deformação do núcleo confinado segundo os modelos de F&S modificado e R&S. (resistência à compressão = 92 MPa)

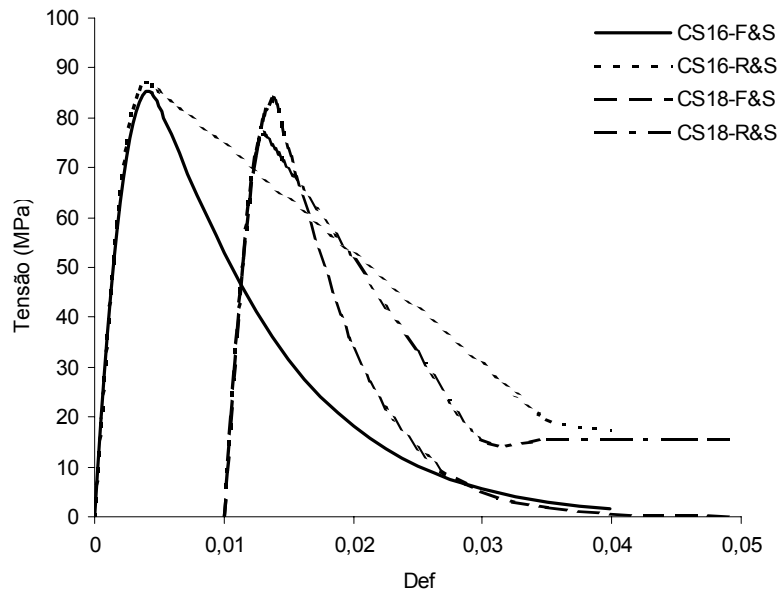


Figura 3.8 Curvas Tensão-Deformação do núcleo confinado segundo os modelos de F&S modificado e R&S. (resistência à compressão = 81 MPa)

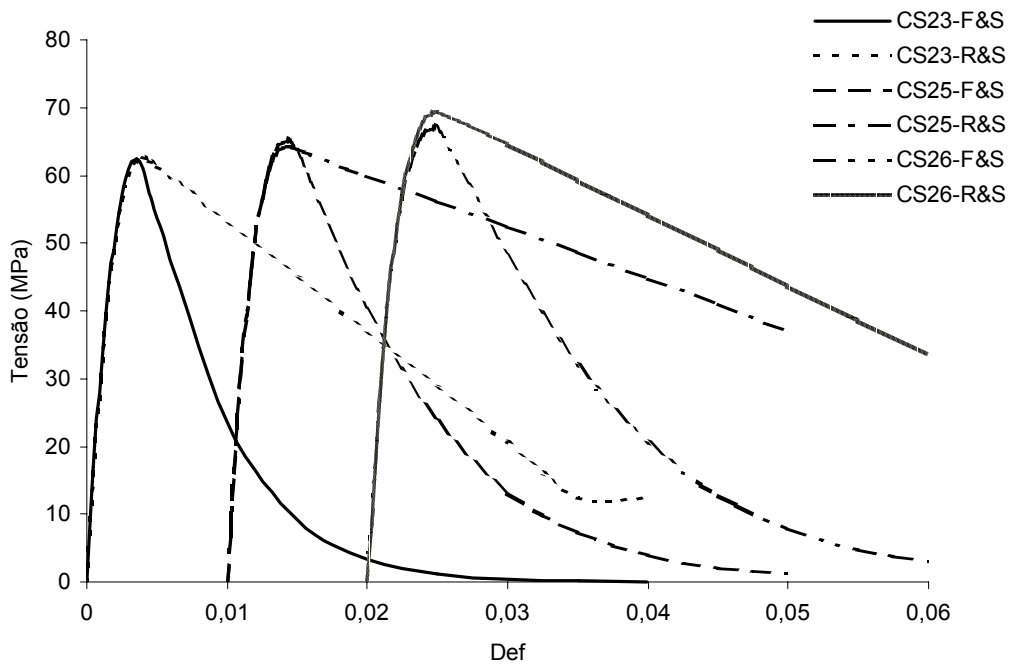


Figura 3.9 Curvas Tensão-Deformação do núcleo confinado segundo os modelos de F&S modificado e R&S. (resistência à compressão = 60 MPa)

3.4.3 Discussão e Conclusões

Neste capítulo, dois modelos de confinamento foram apresentados e comparados: - o modelo de Fafitis e Shah modificado (F&S) e o modelo de Razvi e Saatcioglu (R&S).

Os modelos apresentam algumas diferenças na curva tensão-deformação. Em relação ao concreto não confinado (recobrimento), o modelo de F&S adota a resistência máxima como f'_c , enquanto o modelo de R&S adota como $0,85 f'_c$. Neste caso, o modelo de R&S pode ser considerado mais eficiente baseado no que foi dito anteriormente.

A tensão de escoamento da armadura transversal, quando é usado aço de alta resistência, é vista de formas diferentes pelos dois modelos. O modelo de F&S modificado (Diniz e Frangopol 1997a) adota limites superiores para a resistência de escoamento da armadura transversal no cálculo da pressão de confinamento. Estes limites estão como função somente da resistência à compressão do concreto. Já no modelo de R&S, a tensão de escoamento é definida através da expressão (3.29) e é função do módulo de elasticidade do aço, da resistência à compressão do concreto, da taxa volumétrica de armadura transversal e do coeficiente k_2 que reflete a eficiência do confinamento. Em geral, a tensão de escoamento calculada pelo modelo de R&S é maior do que os limites adotados pelo modelo de F&S.

A pressão de confinamento (f_r no modelo de F&S e f_l no modelo de R&S) é calculada de modo similar nos dois modelos. Porém no modelo de F&S modificado esta pressão é corrigida no trecho descendente através de um fator de correção de espaçamento C_f , enquanto no modelo de R&S esta pressão é reduzida através do coeficiente k_2 de forma a se obter uma pressão equivalente uniforme. Este último coeficiente reflete a eficiência da armadura transversal.

Analisando-se os gráficos, no caso de pilares circulares, as tensões máximas no núcleo confinado obtidas pelos modelos apresentam resultados próximos, exceção sendo feita para pilares com menor resistência à compressão com maior taxa volumétrica de armadura transversal (Figura 3.3) e pilares com resistência intermediária e produto $f_{yt} \times \rho_s$ elevado (Figura 3.4). Nestes casos, o modelo de Razvi e Saatcioglu apresenta resultados superiores aos de Fafitis e Shah. Para deformações no trecho descendente, o modelo de Razvi e Saatcioglu apresenta em geral, maior capacidade de deformação no trecho descendente do que o modelo de F&S modificado, porém para concretos com resistência à compressão elevada estes resultados tornam-se mais próximos, como pode ser visto nas Figuras 3.3 a 3.5. Para pilares quadrados (Figuras 3.6, 3.7, 3.8 e 3.9), resultados similares são obtidos, porém as dispersões entre os modelos são mais acentuadas no trecho descendente e na tensão máxima.

Os modelos aqui discutidos são implementados no programa PILAR discutido no capítulo seguinte.

CAPÍTULO IV

SIMULAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE PILARES EM CAR

4.1 Generalidades

Como foi dito anteriormente, o CAR simples é considerado um material frágil com o trecho descendente íngreme após a resistência máxima ser atingida. A falta de ductilidade do CAR simples tem sido a grande preocupação em relação ao comportamento estrutural de pilares em CAR. Na tentativa de melhorar tal comportamento, o confinamento através de espirais (pilares circulares) ou estribos (seções quadradas ou retangulares) tem sido utilizado.

A simulação numérica da resistência e ductilidade apresenta-se como alternativa para obtenção de informações sobre o comportamento estrutural de pilares em CAR. Para calcular a resistência do pilar é necessário utilizar um modelo de confinamento para gerar o diagrama de interação *P-M*. Vários modelos de confinamento foram propostos a partir de dados para CBR, e conseqüentemente não resultam em bons resultados quando sua utilização é feita para o CAR. A necessidade de utilização de um modelo de confinamento que descreva claramente o comportamento de CAR e a não disponibilidade de uma solução de forma fechada torna o cálculo da resistência de pilares um problema complexo.

Neste estudo são usados dois modelos, - o modelo de Fafitis e Shah modificado (Diniz e Frangopol 1997a) e o modelo de Razvi e Saatcioglu (1999). Estes modelos são utilizados para descrever tanto o comportamento do núcleo (concreto confinado) quanto do recobrimento (concreto não confinado).

A não disponibilidade de uma solução de forma fechada para a geração do diagrama de interação faz com que processos iterativos sejam necessários. Com tal objetivo, neste capítulo é apresentado o programa PILAR desenvolvido neste trabalho para a geração do diagrama de interação para pilares com distintas geometrias de seção transversal, taxas de armadura transversal e longitudinal, arranjo da armadura transversal, tensão de escoamento da armadura transversal e resistência à compressão do concreto.

4.2 Geração do Diagrama de Interação

A geração do diagrama de interação $P-M$ é um dos pontos mais importantes na determinação da resistência de pilares. Nele estão inseridas todas as hipóteses de carregamento a que um pilar possa estar sujeito. Neste trabalho é desenvolvido um programa computacional (PILAR) para geração de diagramas momento-deformação (ou momento-curvatura) e dos diagramas de interação para pilares em CAR.

As hipóteses assumidas nesta implementação são as seguintes:

- 1) hipótese de Bernoulli é válida, ou seja, as seções transversais inicialmente planas permanecem planas após a deformação;
- 2) diagrama tensão-deformação para concreto confinado e não confinado segue os modelos de F&S modificado (Diniz e Frangopol 1997 a) e R&S (1999);
- 3) resistência à tração do concreto é desprezada;
- 4) existe aderência perfeita entre o concreto e a armadura longitudinal;
- 5) o modelo utilizado para descrever o comportamento da armadura longitudinal inclui o efeito do endurecimento por deformação.

O seguinte algoritmo é utilizado para a geração do diagrama de interação:

- discretizar a seção transversal do pilar em um grande número de faixas;
- em cada faixa, as tensões no núcleo, no recobrimento e na armadura são calculadas a partir da curva tensão-deformação correspondente;
- para um dado valor de deformação na fibra externa comprimida e uma dada carga axial, a linha neutra sofre um processo de iteração de forma que a condição de equilíbrio seja satisfeita: $P_{calculado} = P_{aplicado}$;
- o valor do momento correspondente a esta deformação e curvatura é calculado;
- aumentando-se a deformação na fibra externa comprimida e repetindo-se os procedimentos mencionados, gera-se a curva momento-deformação (ou momento-curvatura); Figuras 4.1 e 4.2
- o momento máximo obtido na curva momento-deformação (ou momento-curvatura) e a correspondente carga axial representam um ponto no diagrama de interação;
- o diagrama $P-M$ completo é obtido pela variação da carga axial de zero até a capacidade de carga axial.

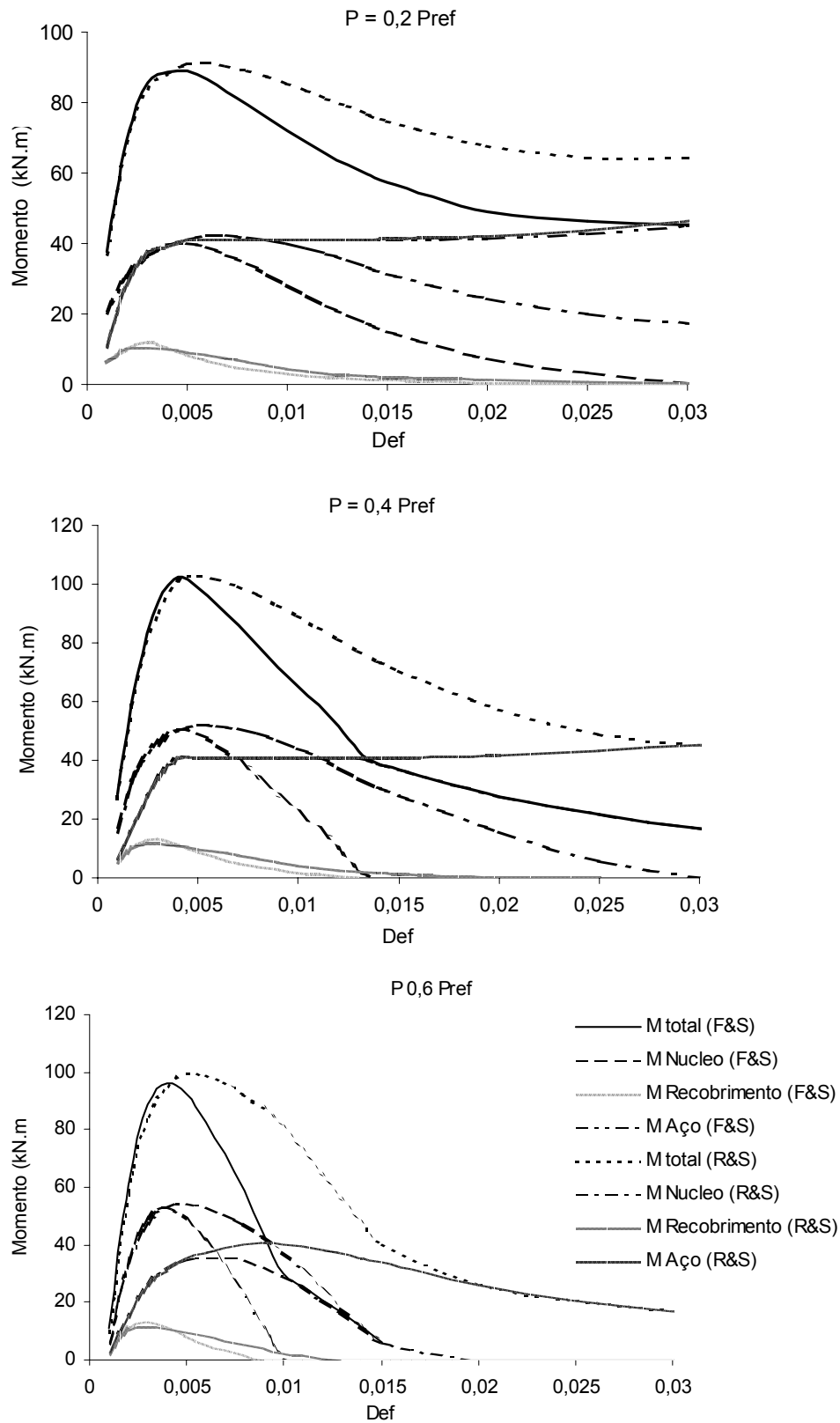


Figura 4.1 – Curvas Momento-Deformação para o pilar CC1: $P = 0,2 P_{ref}$, $P = 0,4 P_{ref}$ e $P = 0,6 P_{ref}$ onde $P_{ref} = 0,85 f'_c A_g$

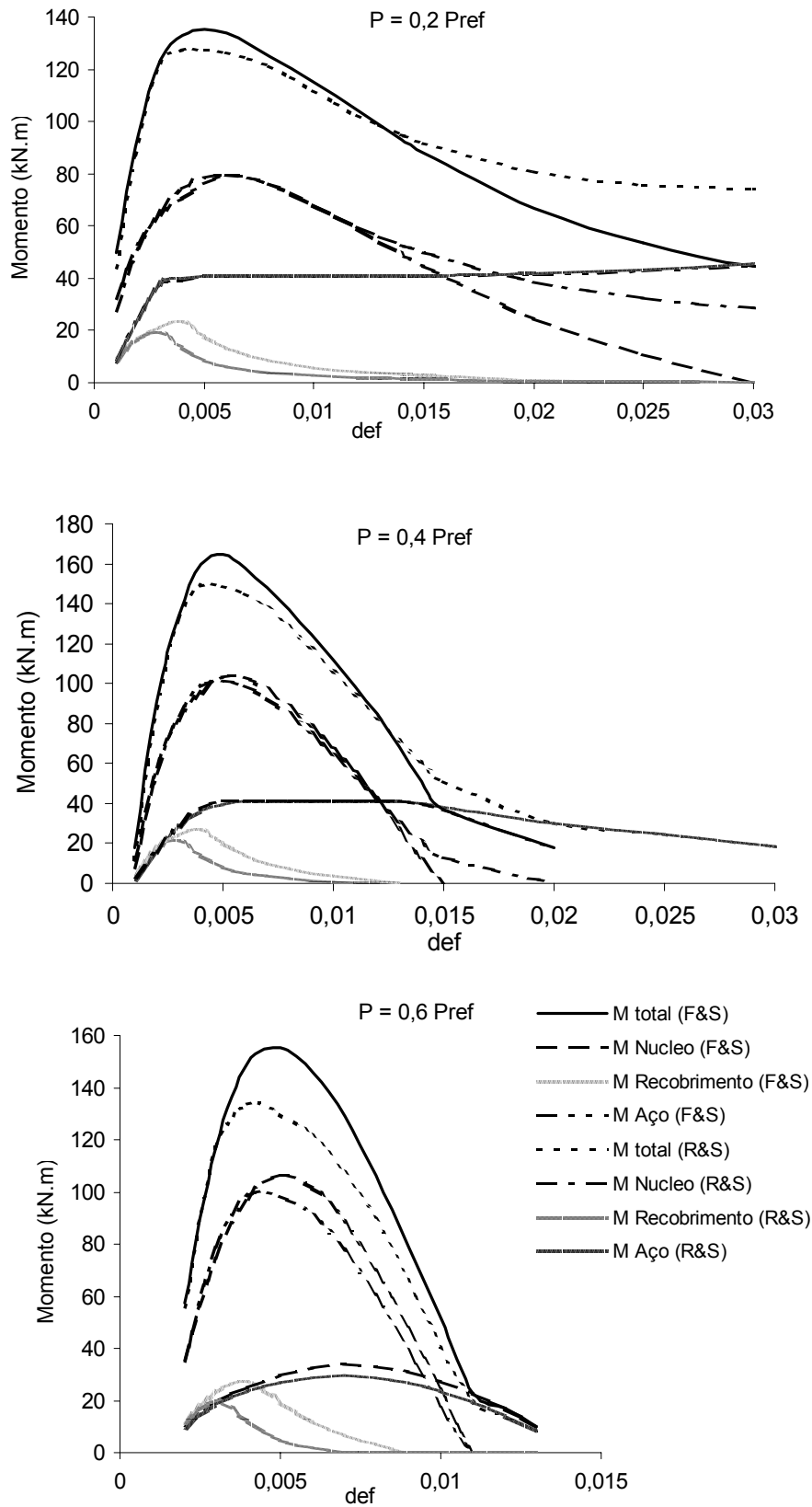


Figura 4.2 – Curvas Momento-Deformação para o pilar CC8: $P = 0,2 P_{ref}$, $P = 0,4 P_{ref}$ e $P = 0,6 P_{ref}$ onde $P_{ref} = 0,85 f'_c A_g$

4.3 O Programa PILAR

O programa PILAR gera dados para construção de curvas momento-deformação (ou momento-curvatura) onde destaca as contribuições de cada material, núcleo, recobrimento e aço (figura 4.1 e 4.2) e para diagramas de interação para pilares em CAR. O programa é limitado a pilares curtos. O programa pode ser utilizado tanto para seções transversal circulares quanto para quadradas. No caso de pilares quadrados, podem ser utilizadas configurações para arranjo de armadura transversal e longitudinal, definidas na figura 3.1.

A linguagem utilizada para o programa é o FORTRAN.

No programa PILAR, são utilizados dois modelos para o concreto, - o modelo de Fafitis e Shah modificado (Diniz e Frangopol 1997a) e o modelo de Razvi e Saatcioglu (1999), apresentados no capítulo III -, e um modelo para a armadura longitudinal que inclui o efeito do endurecimento por deformação. As equações 4.1 a 4.4 e a Figura 4.3 representam a curva tensão-deformação para a armadura longitudinal.

Região ($\varepsilon_s < \varepsilon_y$)

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (4.1)$$

Região ($\varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh}$)

$$f_s = f_y \quad (4.2)$$

Região ($\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s < \varepsilon_{su}$)

$$f_s = f_y \left[\frac{m (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60 (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) (60 - m)}{2 (30r + 1)^2} \right] \quad (4.3)$$

$$\text{com } m = \frac{(f_{su} / f_y)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15 r^2} \quad r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (4.4)$$

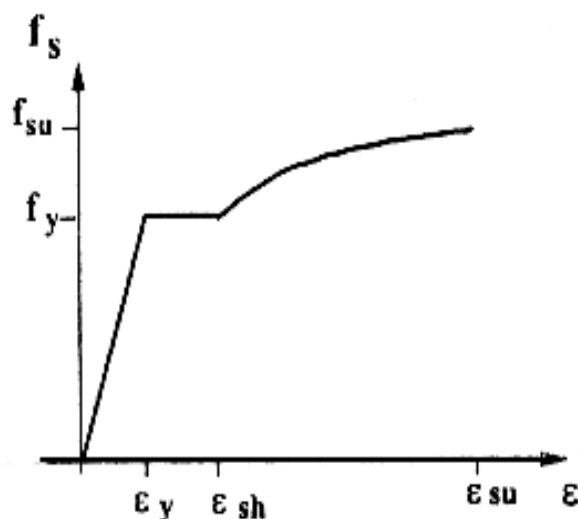


Figura 4.3 – Curva Tensão-Deformação para armadura longitudinal (Diniz e Frangopol 1997a)

O limite de utilização do programa é definido pelos limites estabelecidos pelos modelos (Capítulo III), sendo assim definida a faixa de aplicabilidade para o concreto com resistência à compressão inferior a 120 MPa. No caso da tensão de escoamento, o limite é definido como 1000 MPa.

Os dados de entrada do programa PILAR são: tipo de seção transversal, dimensões da seção transversal, resistência à compressão do concreto, tensões de escoamento e módulo de elasticidade das armaduras longitudinal e transversal, número de barras longitudinais, diâmetros das barras longitudinal e transversal, espaçamento dos estribos ou espirais e no caso de seções quadradas, a configuração dos estribos. As unidades adotadas para os dados de entrada são: *MPa* para resistências, *cm* para dimensões e *mm* para bitolas. As unidades de saída são: *kN* para carga axial, *kN.m* para momentos e *MPa* para tensões.

A Figura 4.4 apresenta o fluxograma utilizado na implementação do programa PILAR

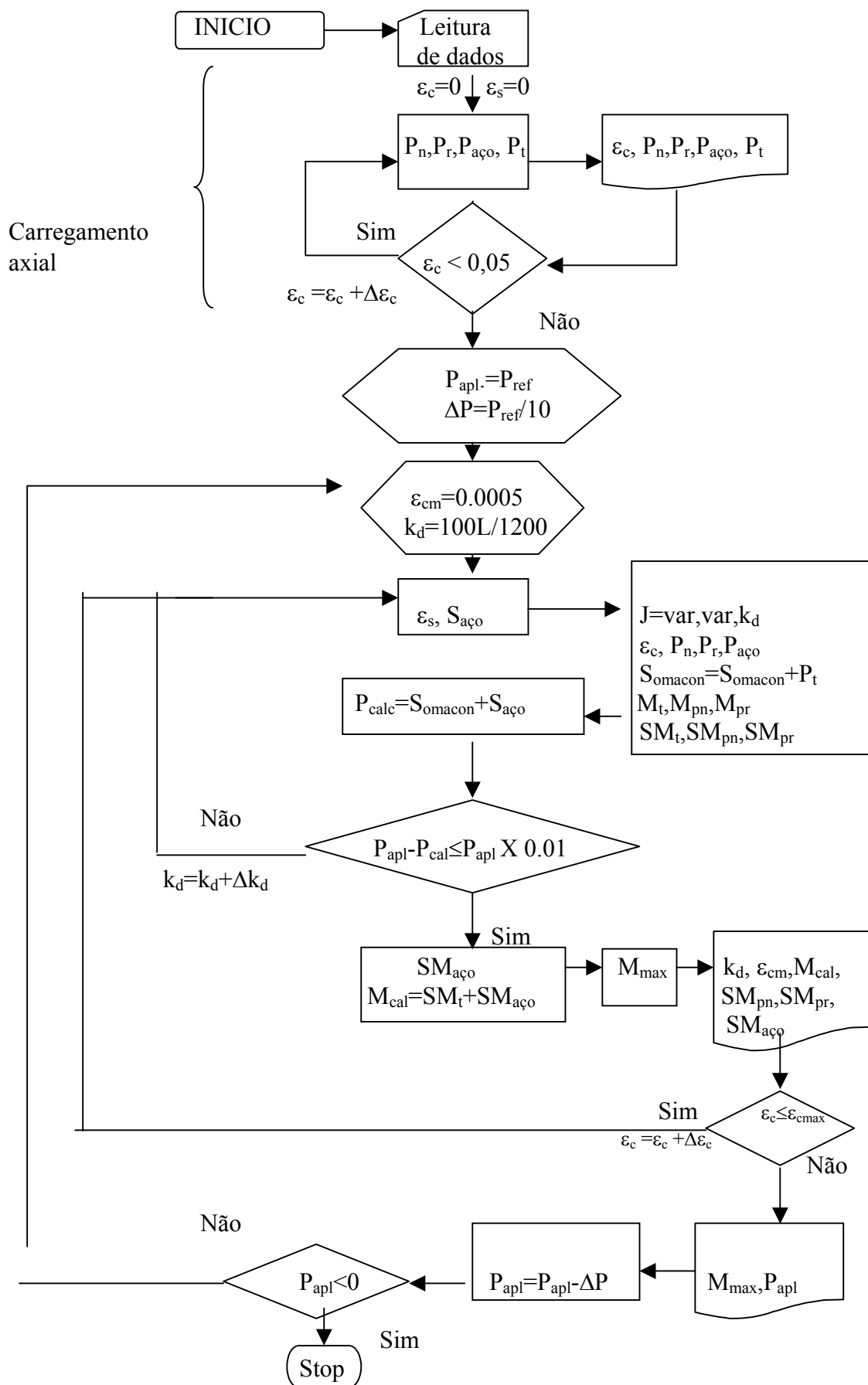


Figura 4.4 - Fluxograma utilizado na implementação do programa PILAR

TABELA 4.1 – Notação para o Programa PILAR

Notação para o programa PILAR (ver Figura 4.4)	
ε_c	Deformação no concreto
ε_s	Deformação na armadura longitudinal
P_n	Parcela da carga axial relativa ao núcleo
P_r	Parcela da carga axial relativa ao recobrimento
$P_{aço}$	Parcela da carga axial relativa a armadura longitudinal
P_t	Carga axial total
$\Delta\varepsilon_c$	Incremento de deformação
$P_{apl.}$	Carga axial aplicada no pilar
ΔP	Incremento de carga axial
ε_{cm}	Deformação na fibra comprimida
k_d	Linha neutra
$SP_{aço}$	Somatória das forças relativas a armadura longitudinal
J	Posição na seção
Var	espessura da fatia
S_{omacon}	Somatória das forças relativas ao concreto
M_t	Momento total em relação ao centróide devido ao concreto de uma fatia
M_{pn}	Momento em relação ao centróide devido ao núcleo de uma fatia
M_{pr}	Momento em relação ao centróide devido ao recobrimento de uma fatia
SM_t	Somatória de momentos total em relação ao centróide do pilar
SM_{pn}	Somatória de momentos devido ao núcleo em relação ao centróide do pilar
SM_{pr}	Somatória de momentos devido ao recobrimento em relação ao centróide do pilar
P_{calc}	Carga axial calculada pela soma de cargas no aço e concreto
$SM_{aço}$	Somatória de momentos devido à armadura longitudinal em relação ao centróide do pilar
M_{cal}	Momento calculado pela somatória de momentos no concreto e aço
M_{max}	Momento máximo atingido devido a uma carga aplicada
ε_{cmax}	Deformação máxima na fibra comprimida

4.4 – Diagramas de Interação P - M

Apresentam-se a seguir os diagramas de interação para pilares testados por diversos autores (Razvi e Saatcioglu 1999, Saatcioglu e Razvi 1998, Saatcioglu e Baingo 1999 e Bayrak e Sheikh 1998) gerados a partir do programa PILAR e resultados experimentais quando disponíveis.

Razvi e Saatcioglu (1999)

As características dos pilares testados por Razvi e Saatcioglu (1999) estão apresentadas na Tabela 3.1 na seção 3.4.1. Os diagramas de interação gerados para estes pilares segundo os modelos de F&S modificado e R&S obtidos pelo programa PILAR estão apresentados nas Figuras 4.5 a 4.18. Neste caso, não existem dados experimentais disponíveis para serem utilizados.

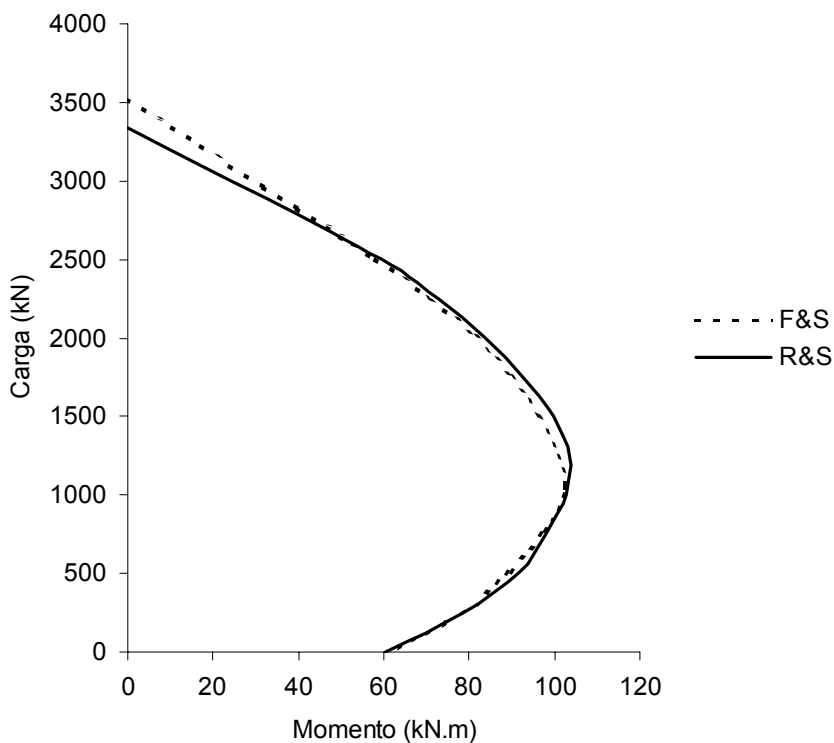


Figura 4.5 - Diagrama P - M para o pilar CC1

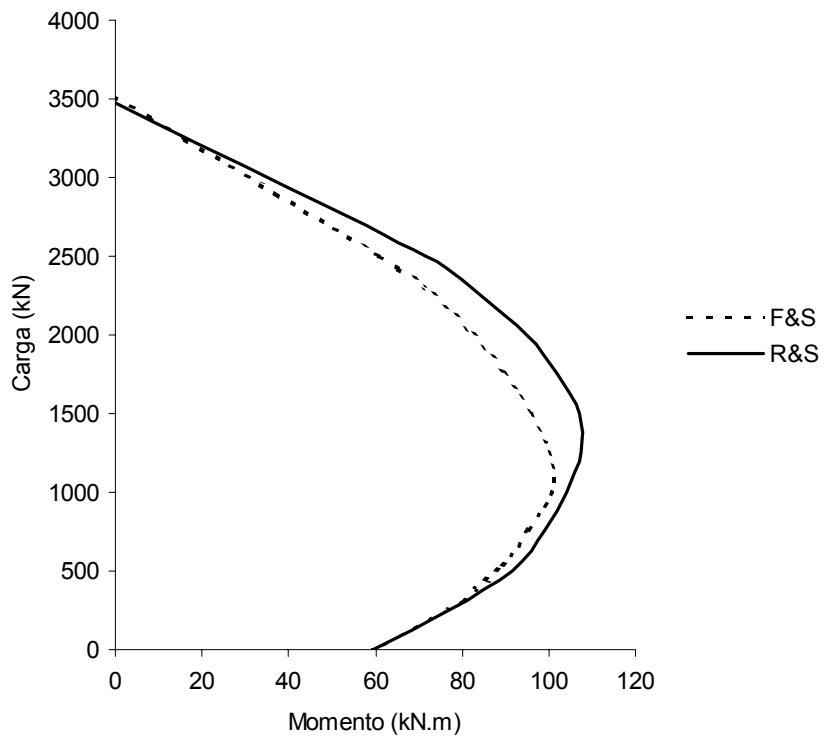


Figura 4.6 - Diagrama P - M para o pilar CC2

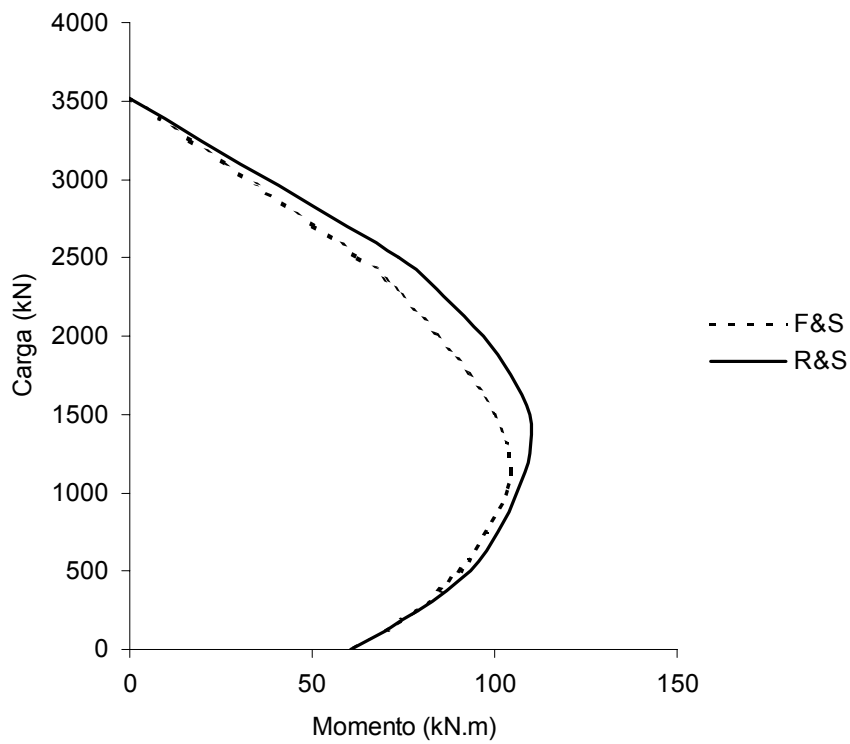


Figura 4.7 - Diagrama P - M para o pilar CC3

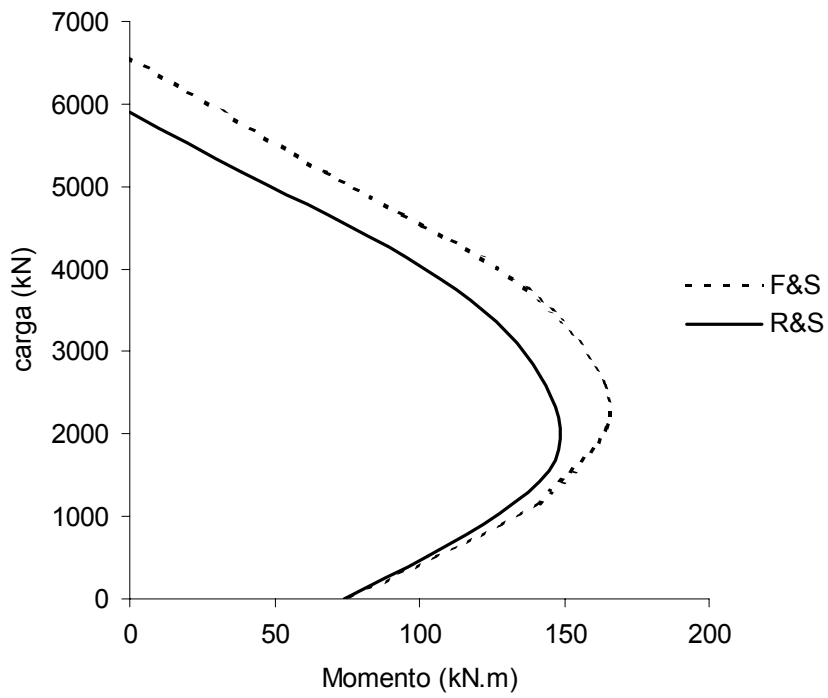


Figura 4.8 - Diagrama P - M para o pilar CC8

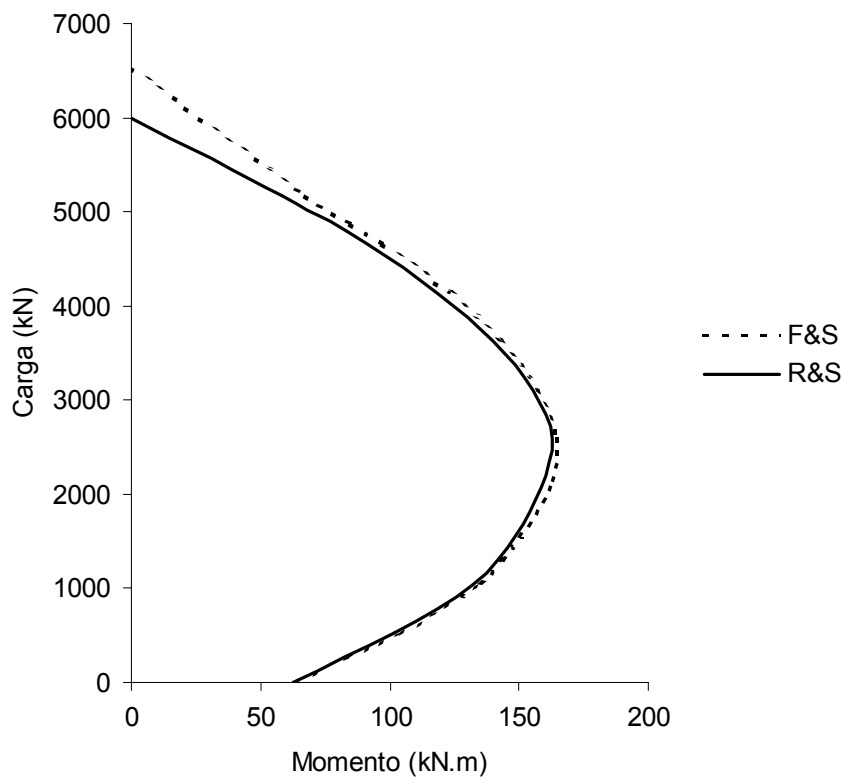


Figura 4.9 - Diagrama P - M para o pilar CC10

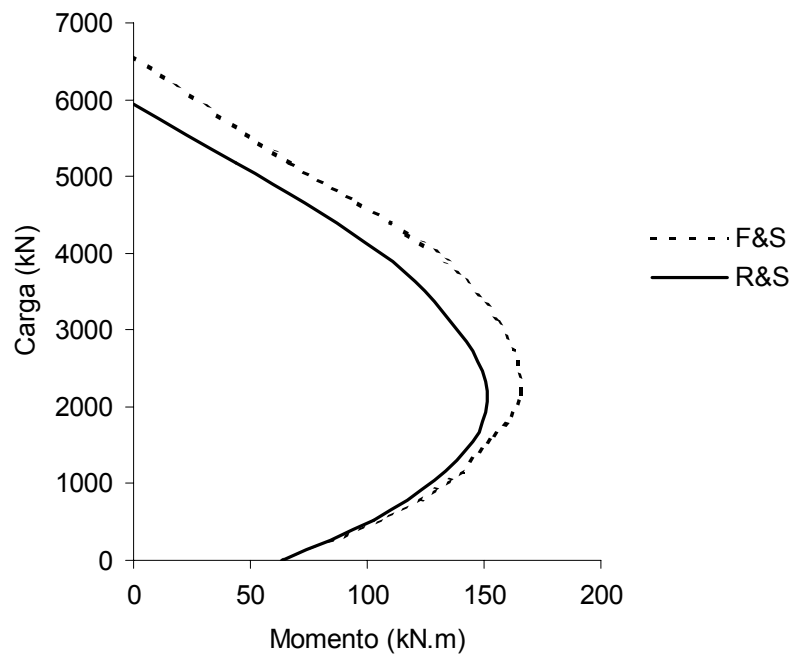


Figura 4.10 - Diagrama P - M para o pilar CC11

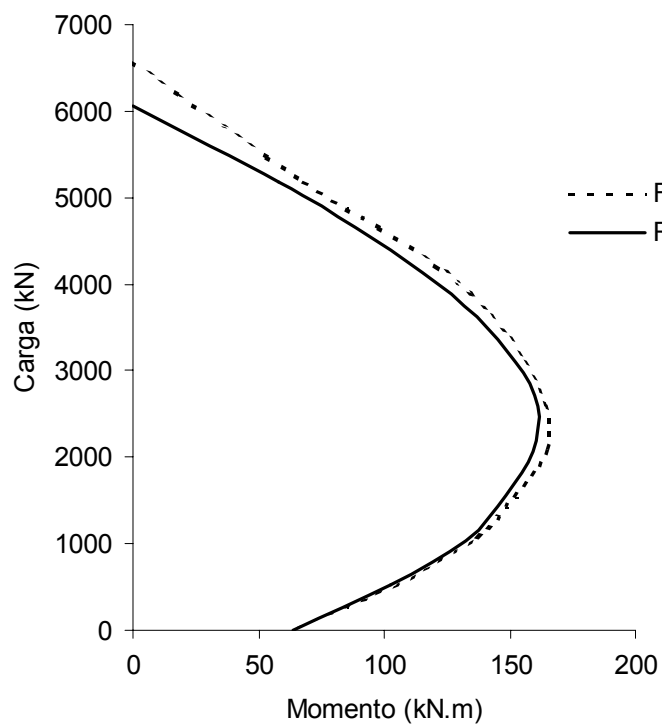


Figura 4.11 - Diagrama P - M para o pilar CC12

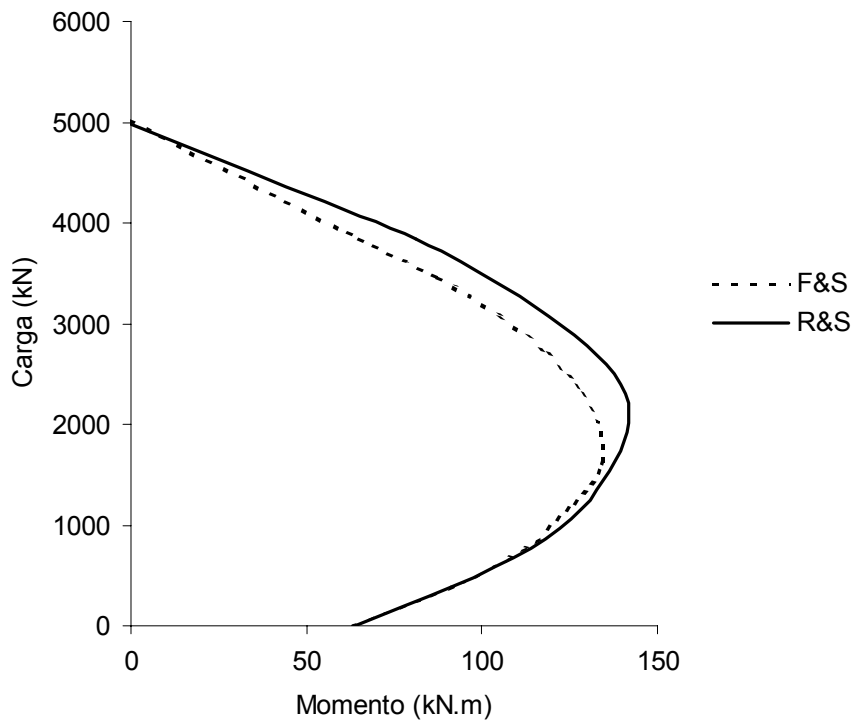


Figura 4.12 - Diagrama P - M para o pilar CC14

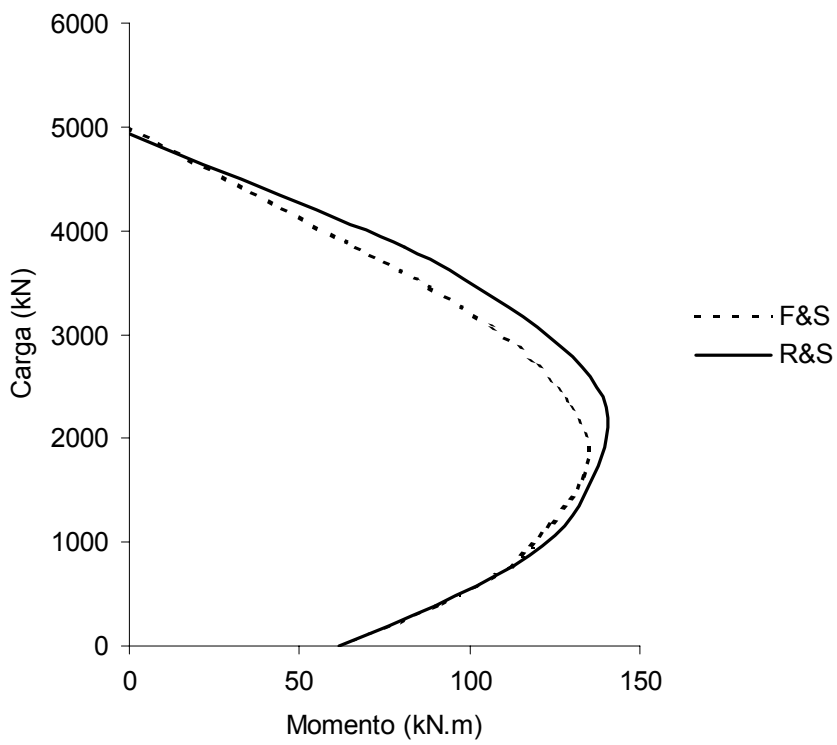


Figura 4.13 - Diagrama P - M para o pilar CC15

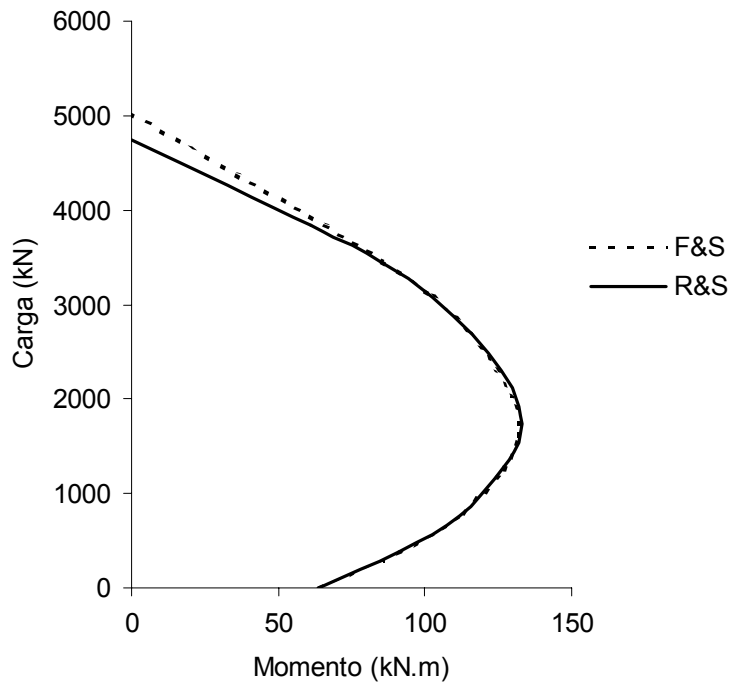


Figura 4.14 - Diagrama $P-M$ para o pilar CC16

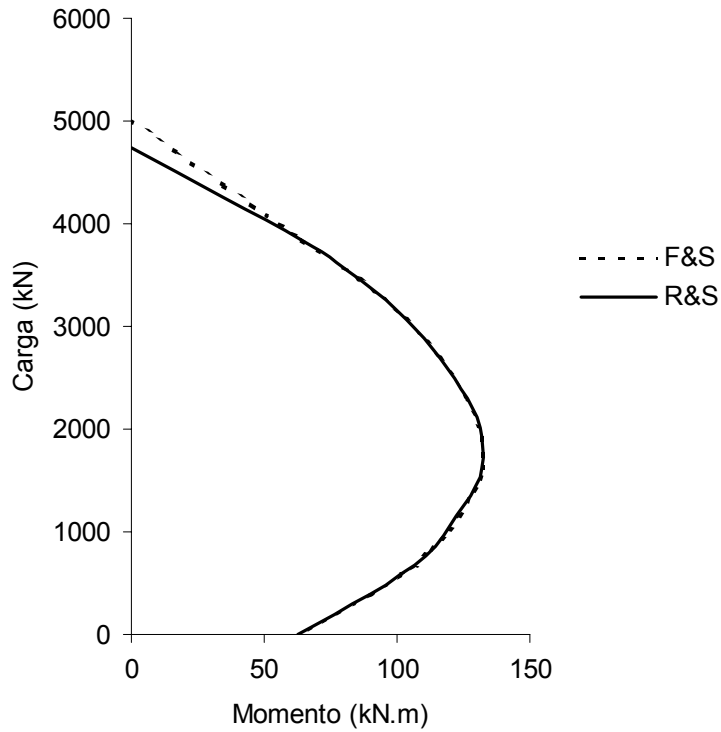


Figura 4.15 - Diagrama $P-M$ para o pilar CC19

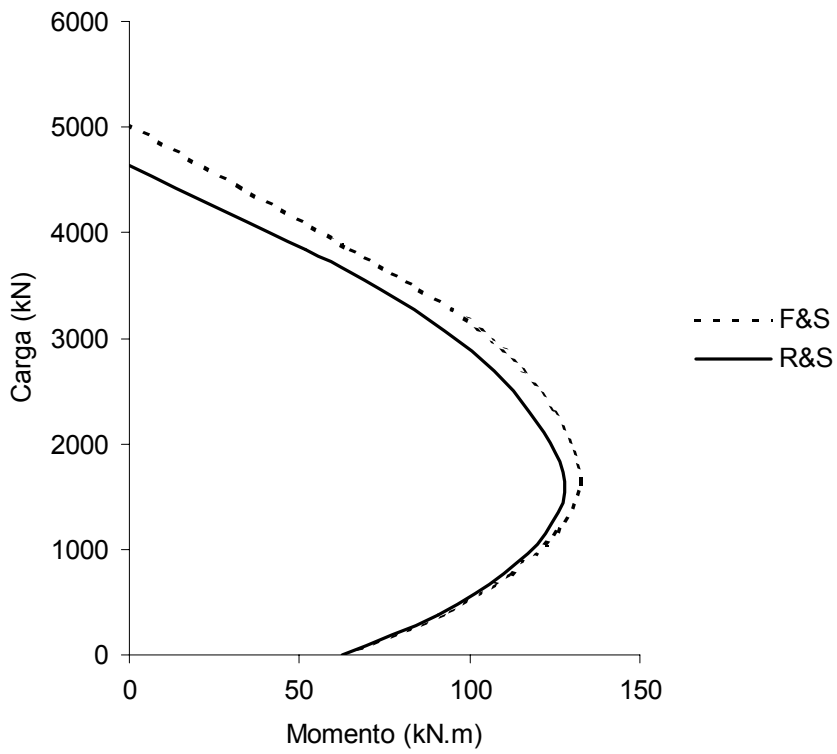


Figura 4.16 - Diagrama P - M para o pilar CC20

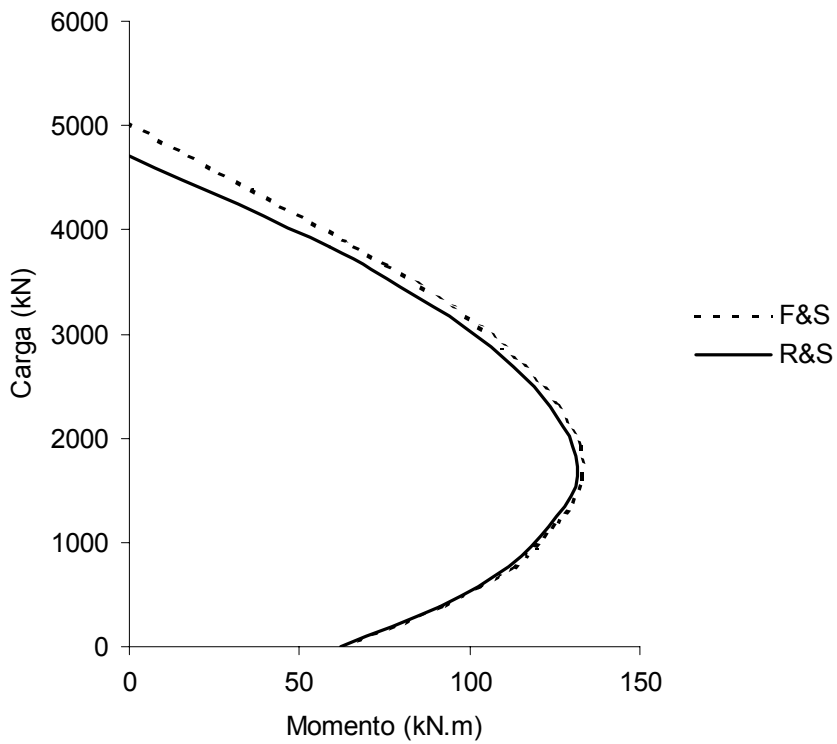


Figura 4.17 - Diagrama P - M para o pilar CC21

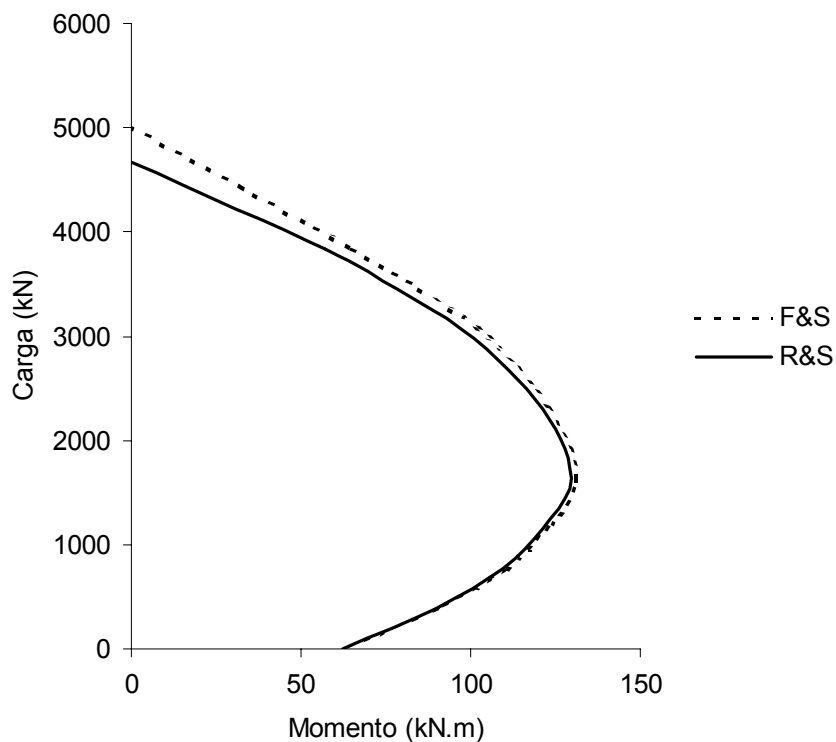


Figura 4.18 - Diagrama P - M para o pilar CC22

Saatcioglu e Razvi (1998)

As características dos pilares testados por Saatcioglu e Razvi (1998) estão apresentadas na Tabela 3.2 na seção 3.4.2. Os diagramas de interação gerados para estes pilares segundo os modelos de F&S modificado e R&S obtidos pelo programa PILAR e resultados experimentais para cargas axiais estão apresentados nas Figuras 4.19 a 4.29.

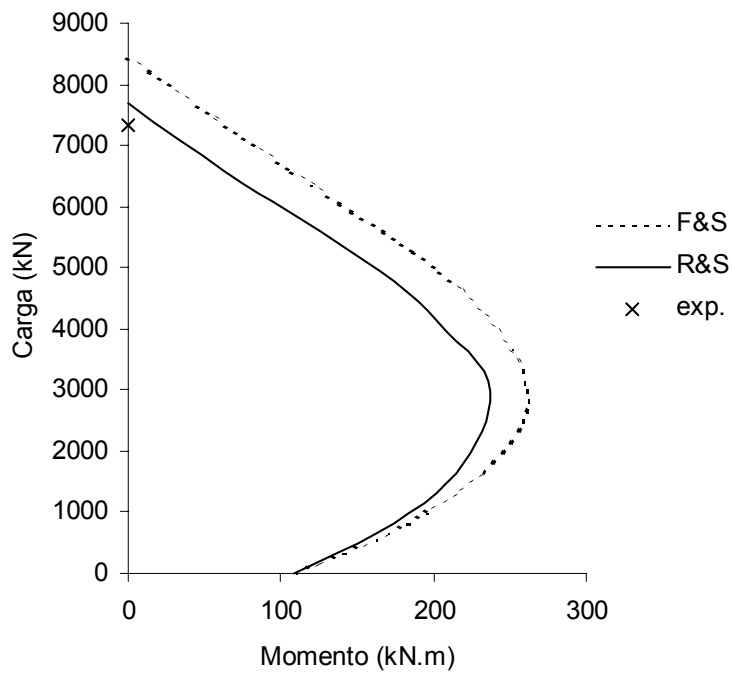


Figura 4.19 - Diagrama P - M para o pilar CS3

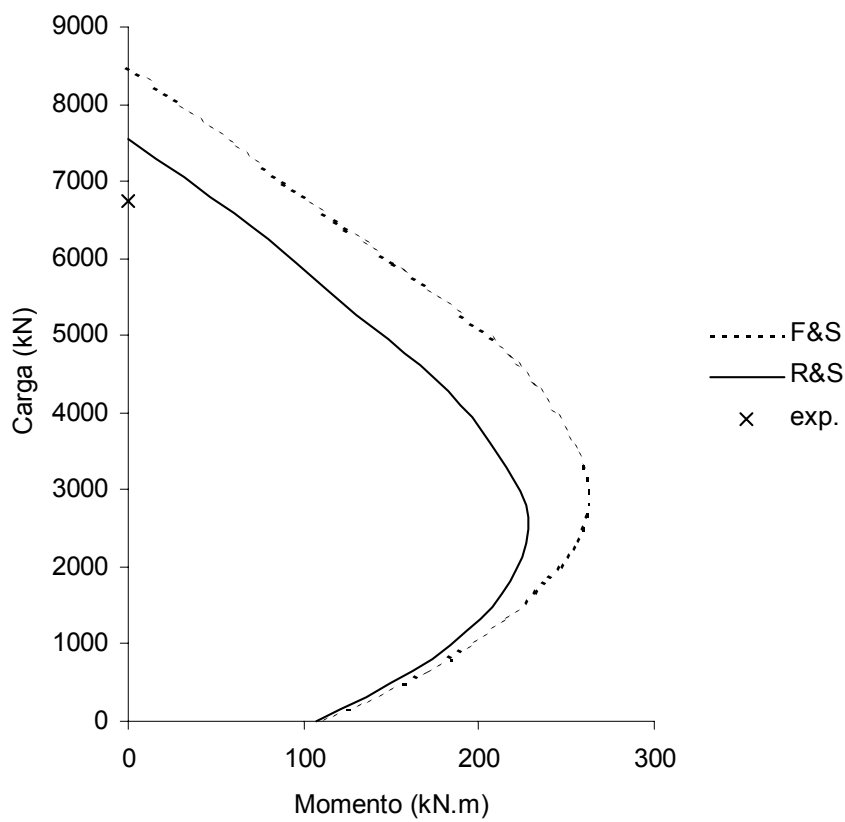


Figura 4.20 - Diagrama P - M para o pilar CS5

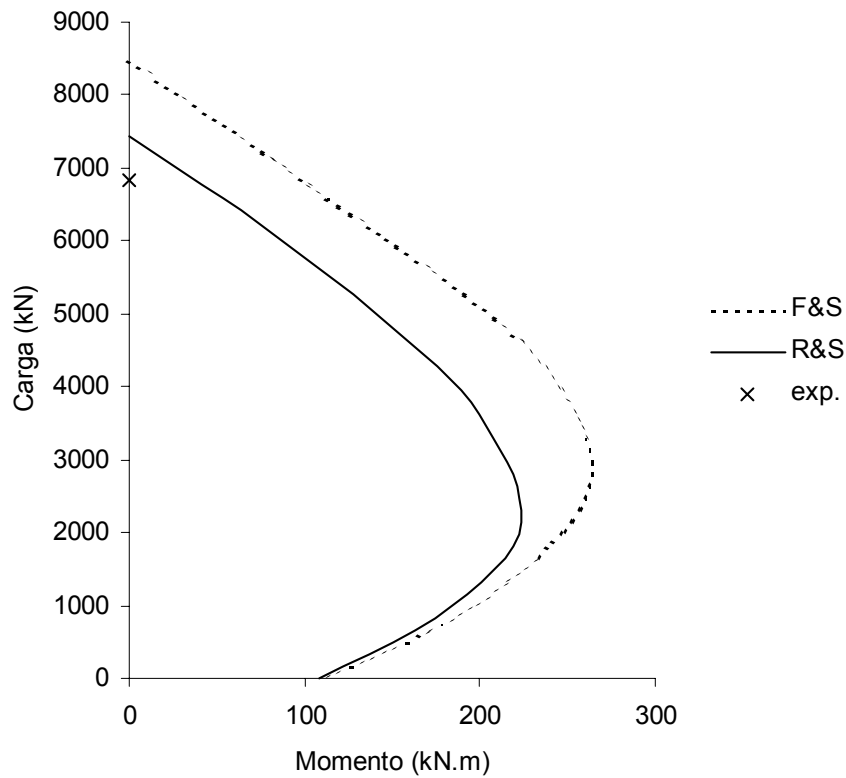


Figura 4.21 - Diagrama P - M para o pilar CS7

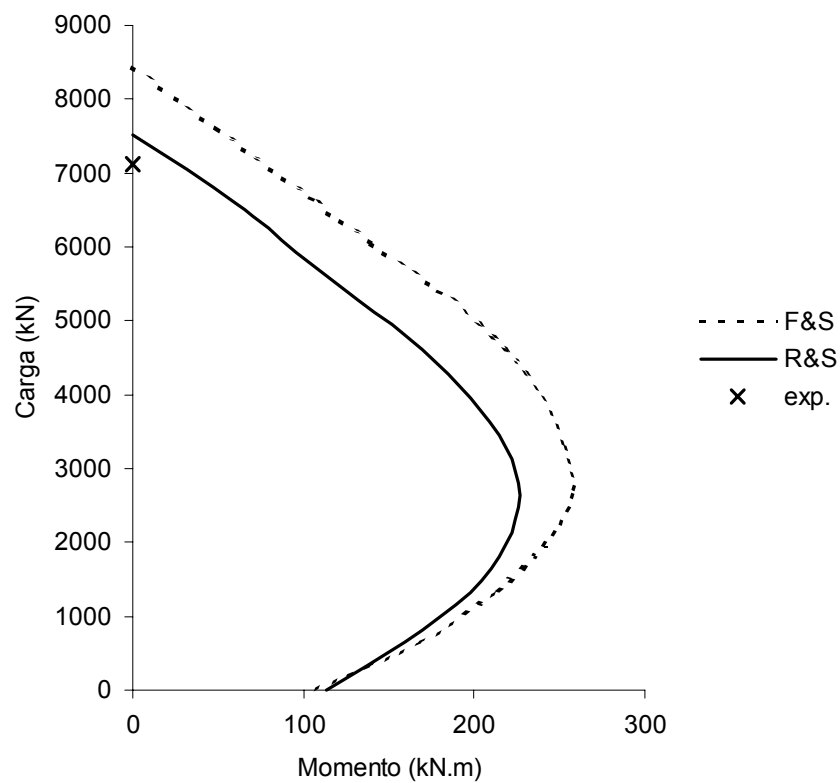


Figura 4.22 - Diagrama P - M para o pilar CS9

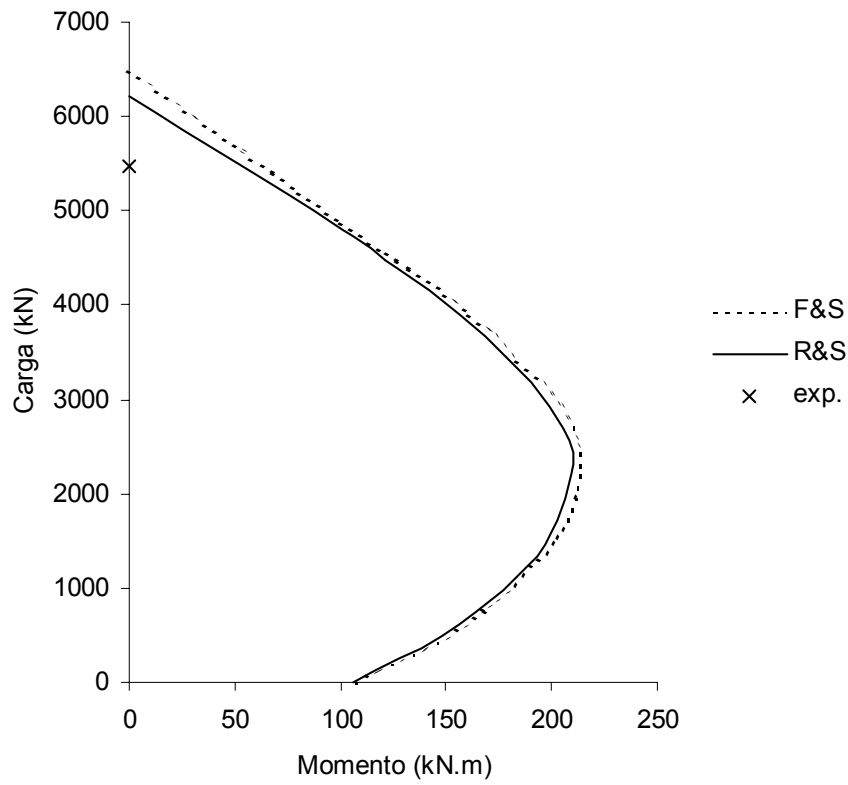


Figura 4.23 - Diagrama P - M para o pilar CS14

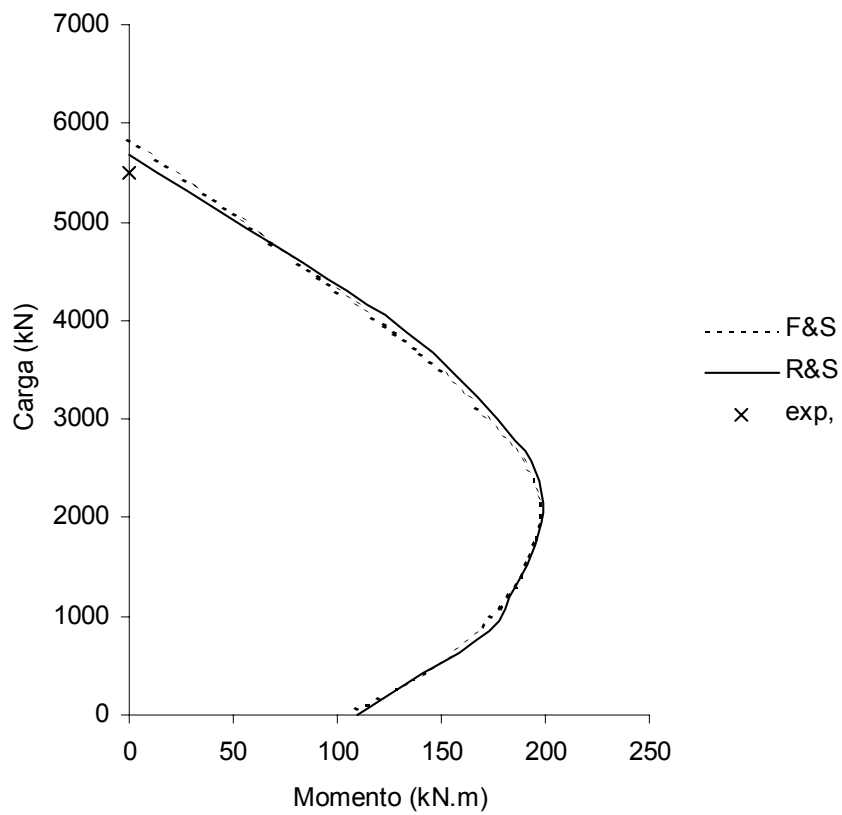


Figura 4.24 - Diagrama P - M para o pilar CS16

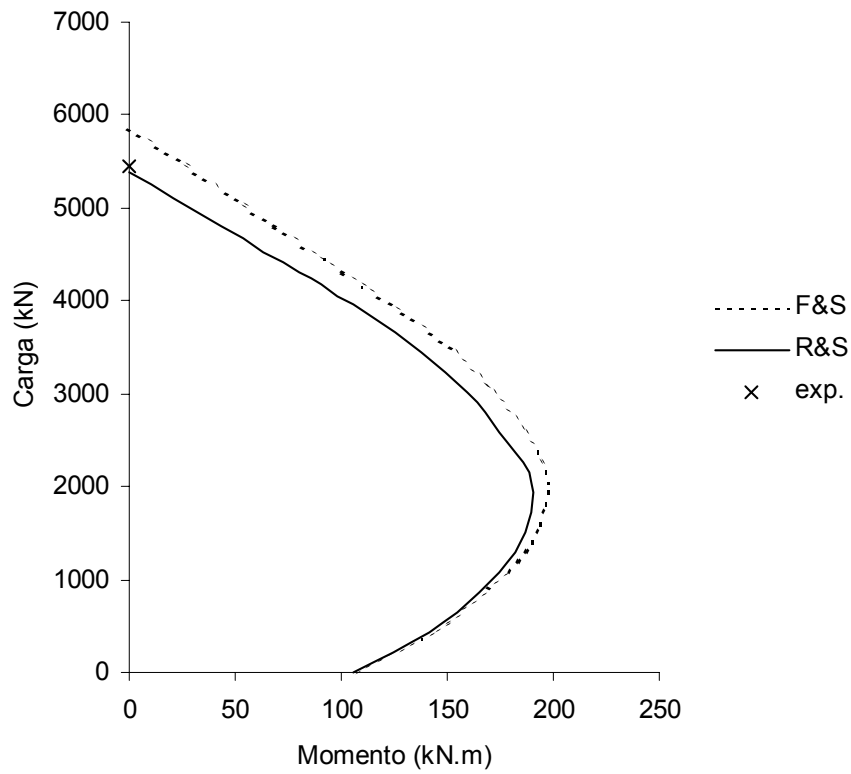


Figura 4.25 - Diagrama P - M para o pilar CS18

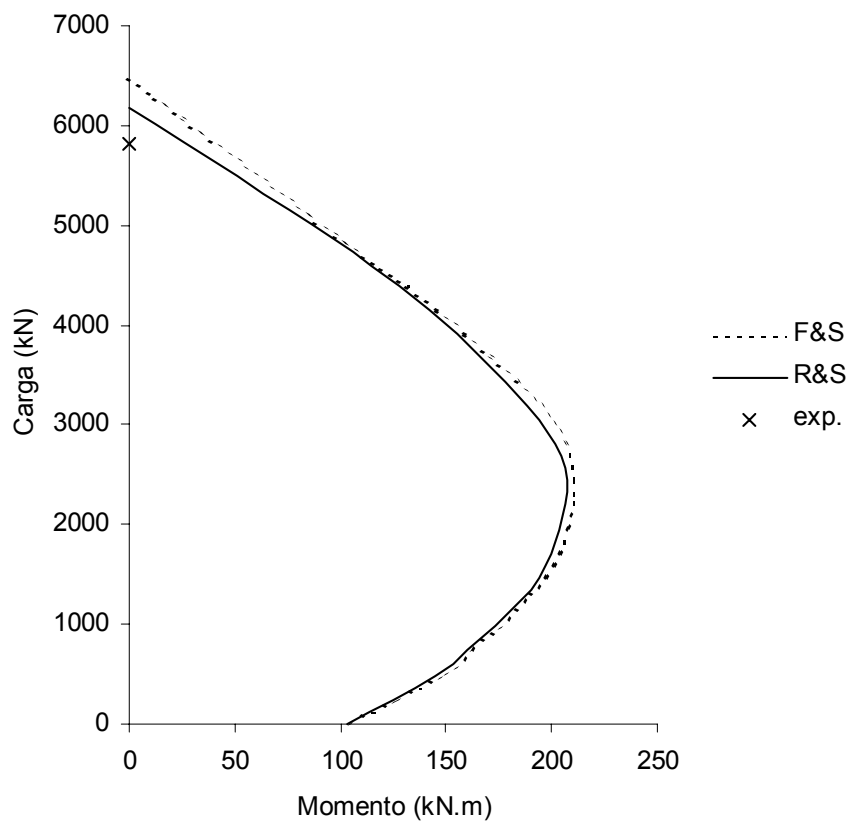


Figura 4.26 - Diagrama P - M para o pilar CS20

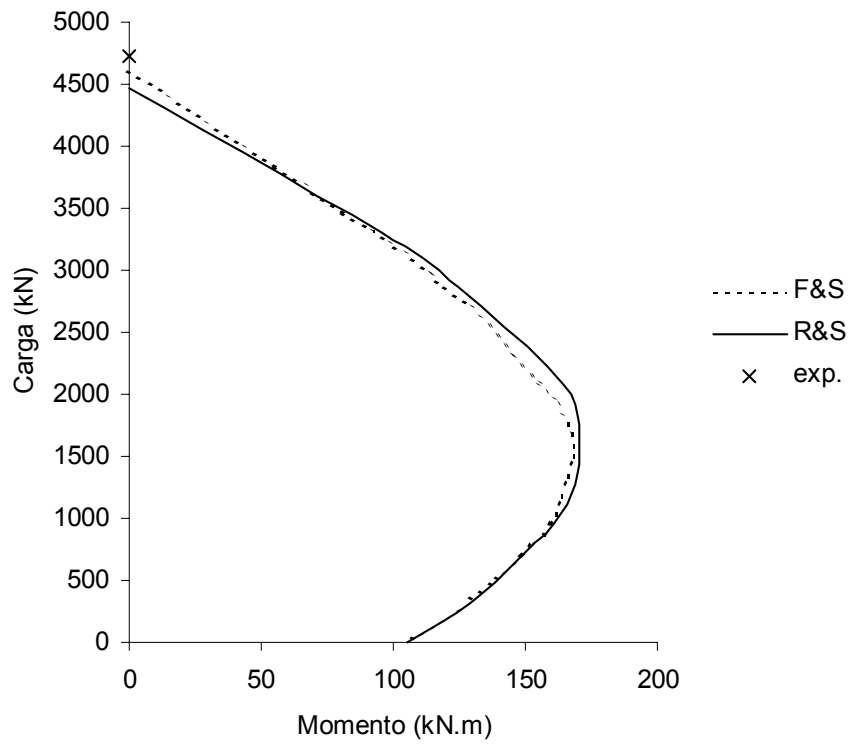


Figura 4.27 - Diagrama P - M para o pilar CS23

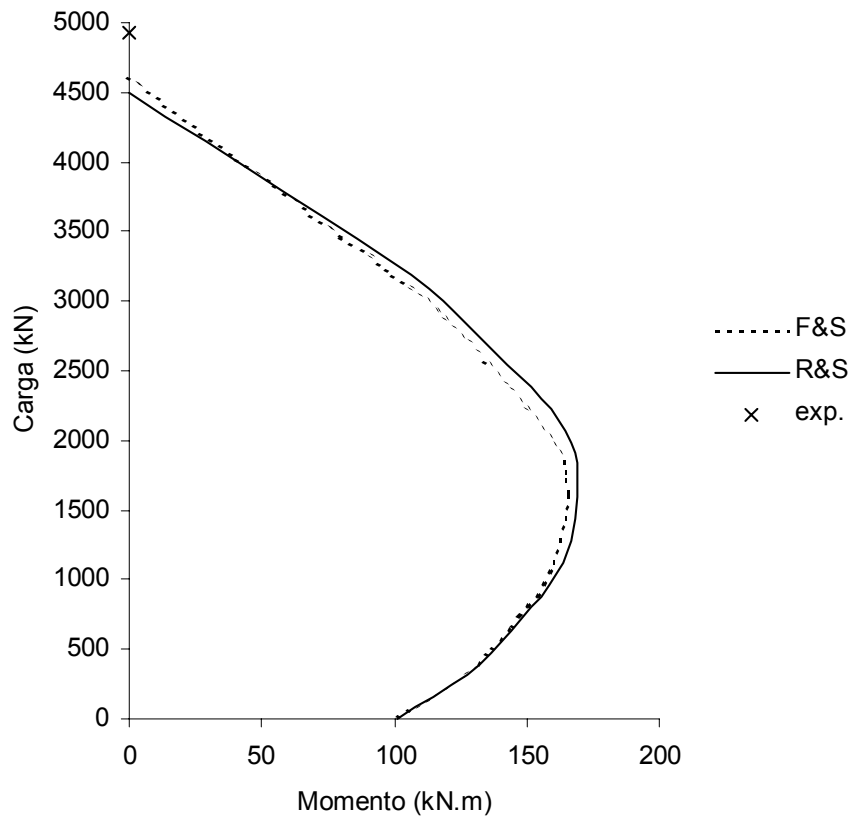


Figura 4.28 - Diagrama P - M para o pilar CS25

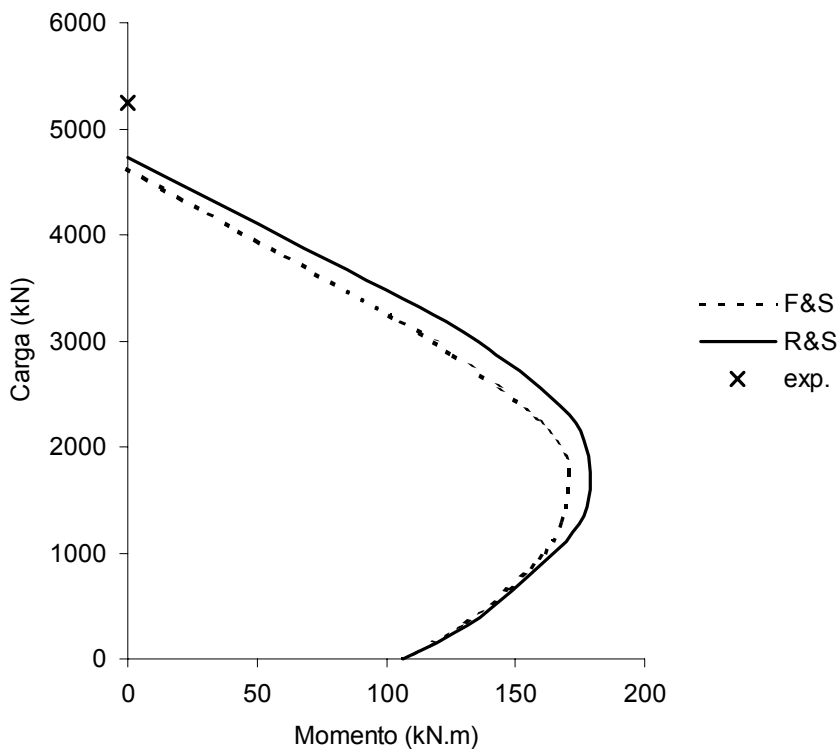


Figura 4.29 - Diagrama P - M para o pilar CS26

Saatcioglu e Baingo (1999)

Saatcioglu e Baingo (1999) ensaiaram pilares circulares com diâmetro de 25 cm, sendo 1 cm de recobrimento, com resistências à compressão de 60 e 90 MPa. A armadura longitudinal é disposta na forma de 8 barras de 16 mm, representando uma taxa de 3.26%, com resistência de escoamento de 419 MPa. Os detalhes sobre a armadura transversal utilizada se encontram na

Tabela 4.2. Os diagramas de interação gerados para estes pilares segundo os modelos de F&S modificado e R&S obtidos pelo programa PILAR e resultados experimentais estão apresentados nas Figuras 4.30 a 4.35.

TABELA 4.2 – Detalhes dos Pilares Testados por Saatcioglu e Baingo (1999).

	Pilar	f'_c MPa	A_s transversal			
			F_{yt} MPa	dt mm	s cm	ρ_s %
Saat. e Baingo 1999	RC-1	65	1000	7.5	5	1.59
	RC-2	65	420	11.3	5	3.67
	RC-3	90	1000	7.5	5	1.59
	RC-4	90	580	8.0	5	1.81
	RC-5	90	420	11.3	5	3.67
	RC-6	90	420	11.3	10	3.67
	RC-7	90	1000	7.5	5	1.59
	RC-8	90	1000	7.5	5	1.59

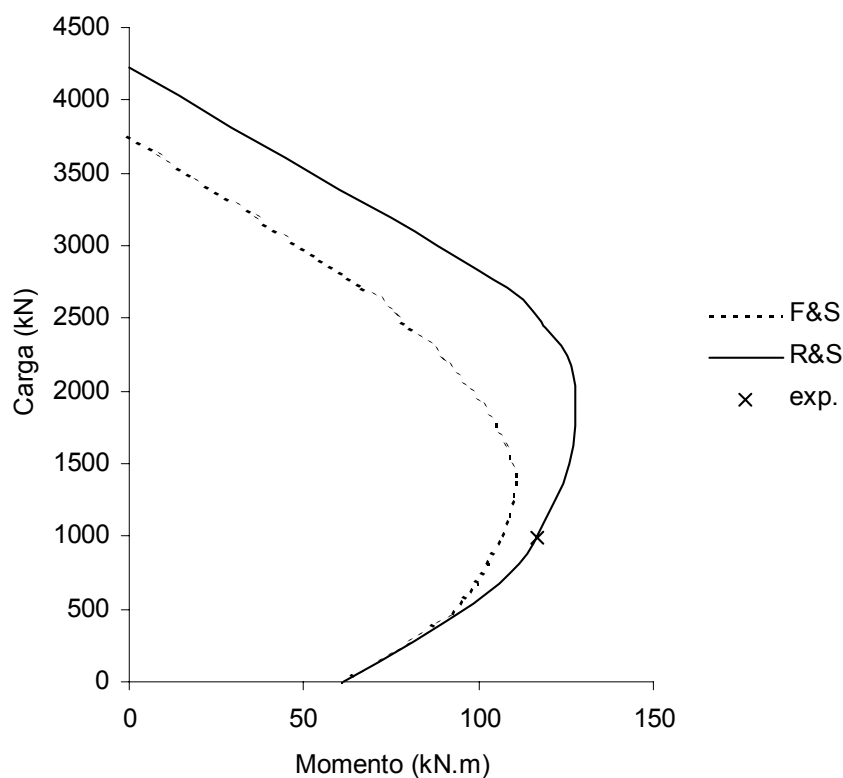


Figura 4.30 - Diagrama P - M para o pilar RC1

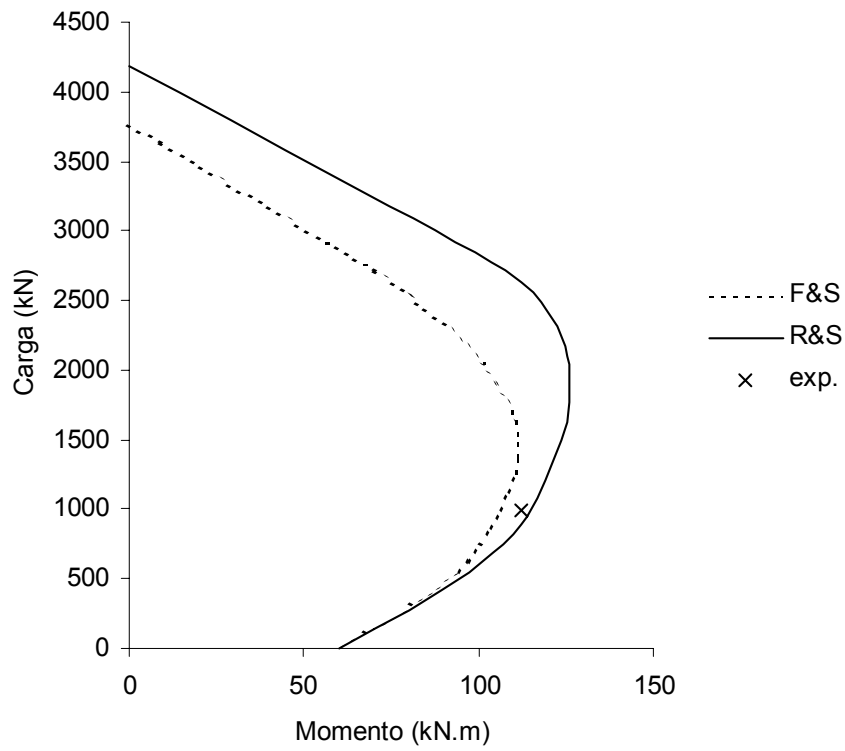


Figura 4.31 - Diagrama $P-M$ para o pilar RC2

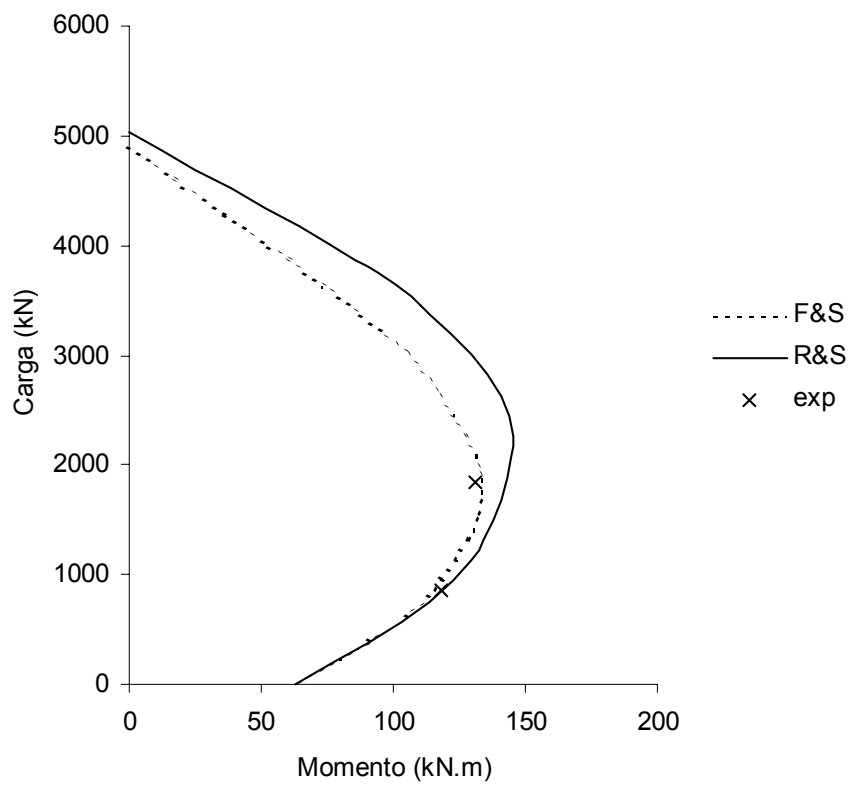


Figura 4.32 - Diagrama $P-M$ para o pilar RC3

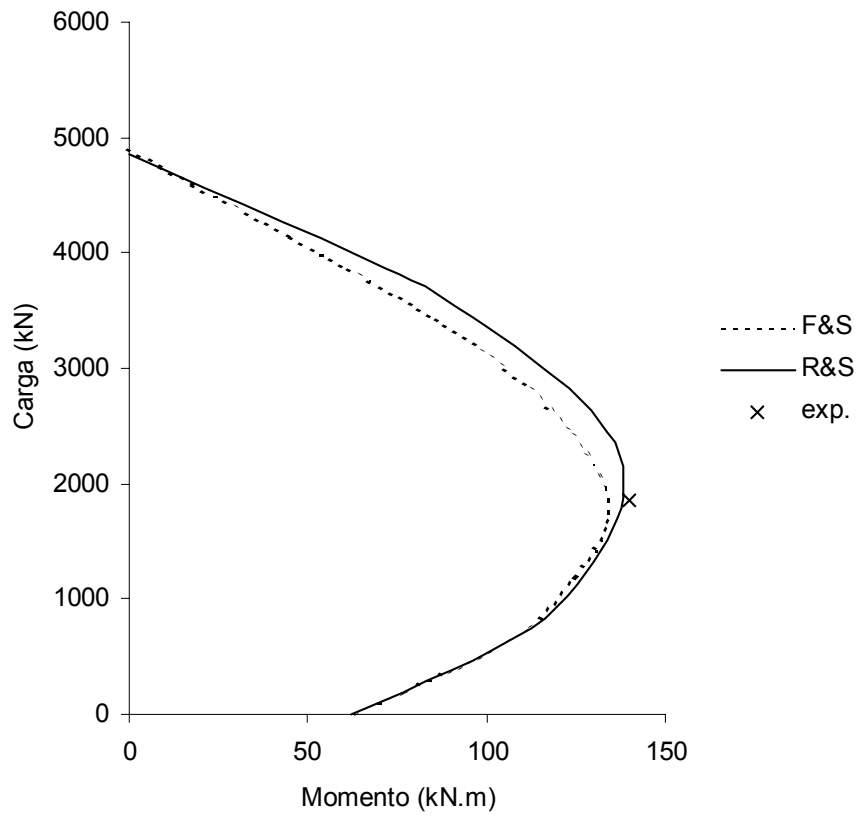


Figura 4.33 - Diagrama P - M para o pilar RC4

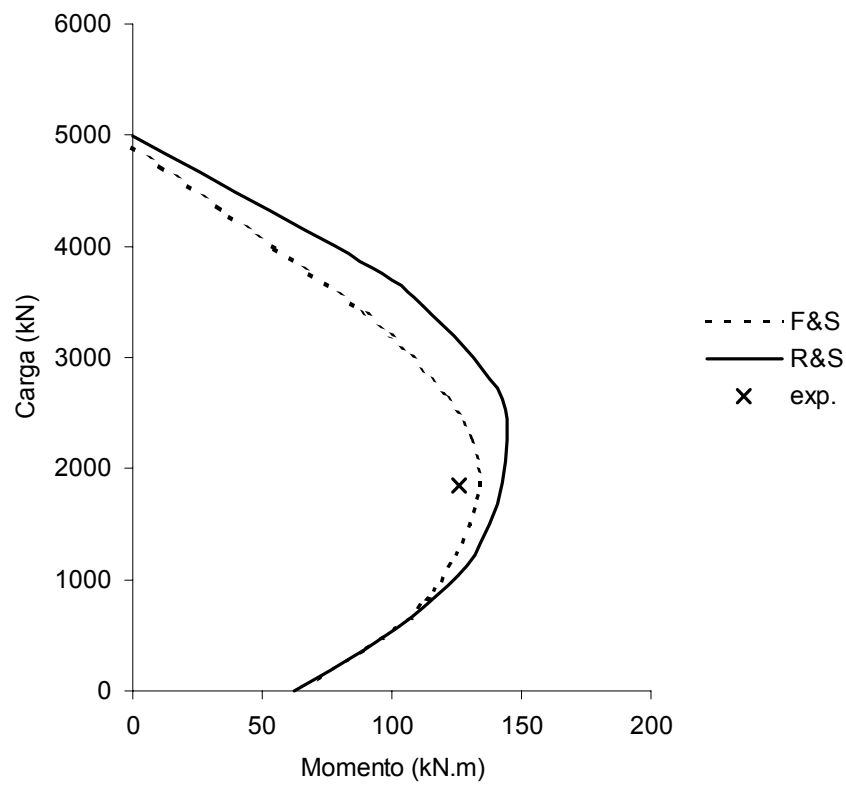


Figura 4.34 - Diagrama P - M para o pilar RC5

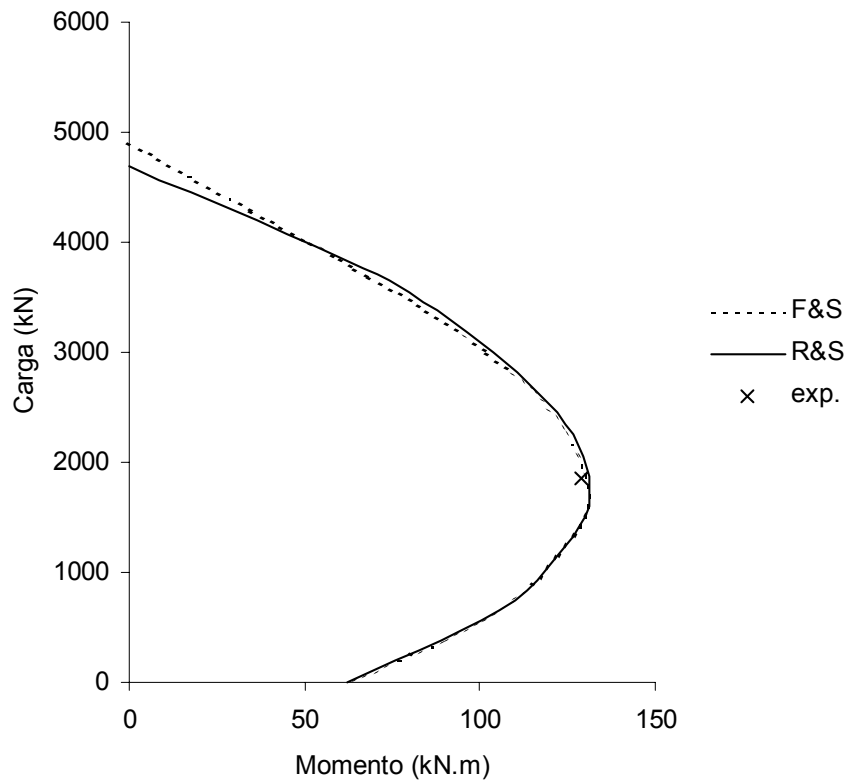


Figura 4.35 - Diagrama P - M para o pilar RC6

Bayrak e Sheikh (1998)

Bayrak e Sheikh (1998) ensaiaram pilares quadrados com seção transversal de $30,5 \times 30,5 \text{ cm}^2$, sendo 2,5 cm de recobrimento, com resistências à compressão de 72 e 102 MPa. A armadura longitudinal é disposta na forma de 8 barras de 20 mm, representando uma taxa de 2,68%, com tensão de escoamento de 454 MPa. Foi utilizada a configuração 1 (ver Figura 3.1) e os detalhes sobre a armadura transversal se encontram na Tabela 4.3. Os diagramas de interação gerados para estes pilares segundo os modelos de F&S modificado e R&S obtidos pelo programa PILAR e resultados experimentais estão apresentados nas Figuras 4.36 a 4.41.

TABELA 4.3 – Detalhes dos Pilares Testados por Bayrak e Sheikh (1998).

	f'_c MPa	A_s transversal			
		f_{yt} MPa	d_t mm	s cm	ρ_s %
AS-5HT	101,8	542	11,3	9	2,84
AS-6HT	101,9	463	16,0	7,6	6,74
AS-7HT	102,0	542	11,3	9,4	2,72
AS-2HT	71,7	542	11,3	9	2,84
AS-3HT	71,8	542	11,3	9	2,84
AS-4HT	71,9	463	16,0	10	5,12

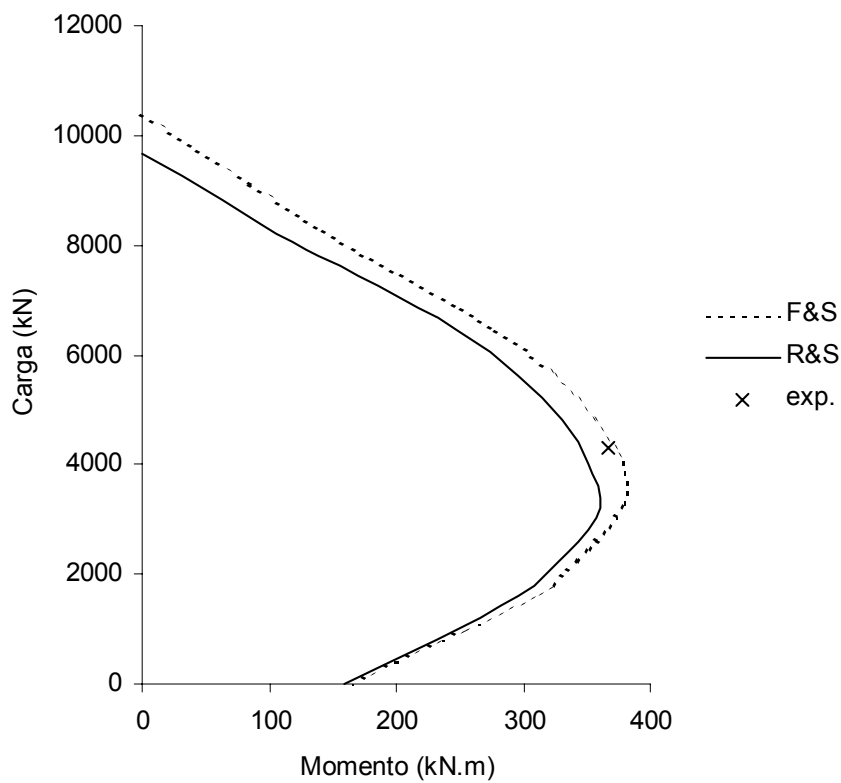


Figura 4.36 - Diagrama P - M para o pilar AS-5HT

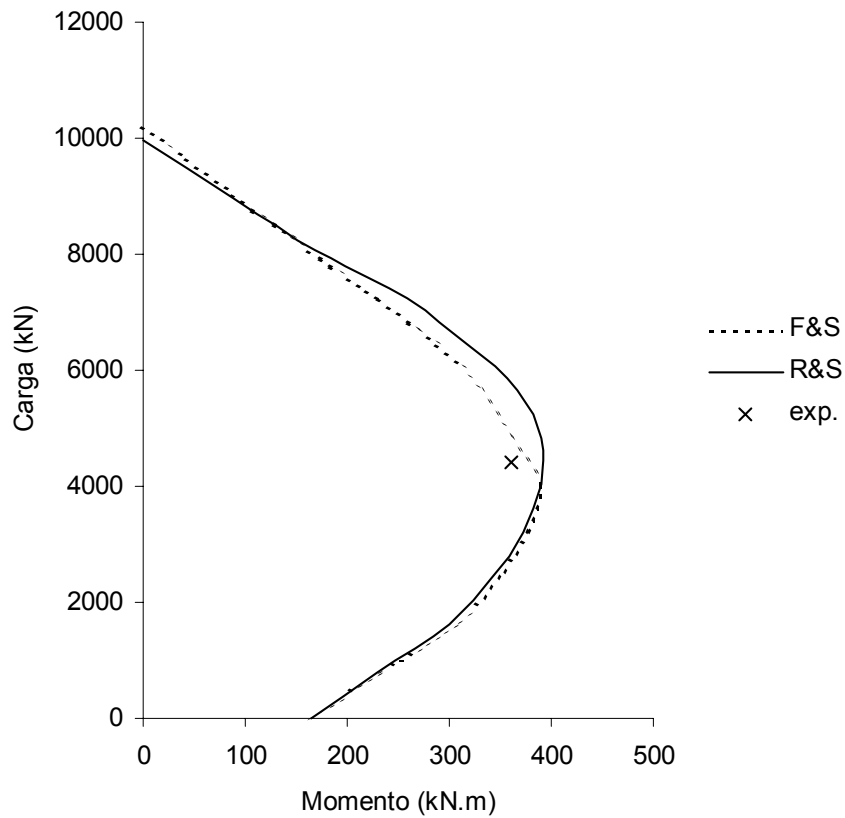


Figura 4.37 - Diagrama P - M para o pilar AS-6HT

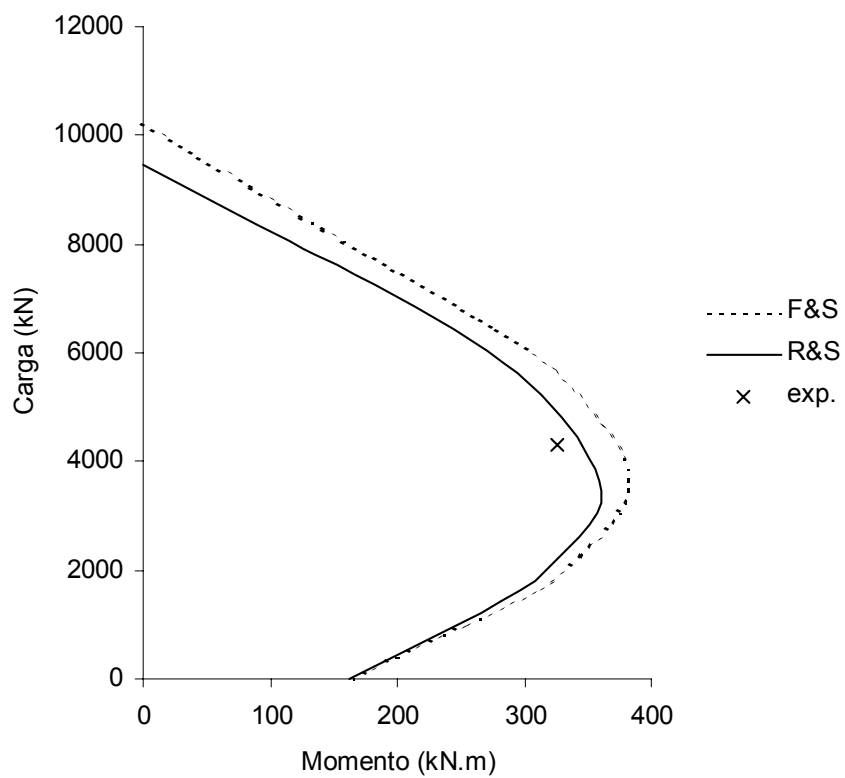


Figura 4.38 - Diagrama P - M para o pilar AS-7HT

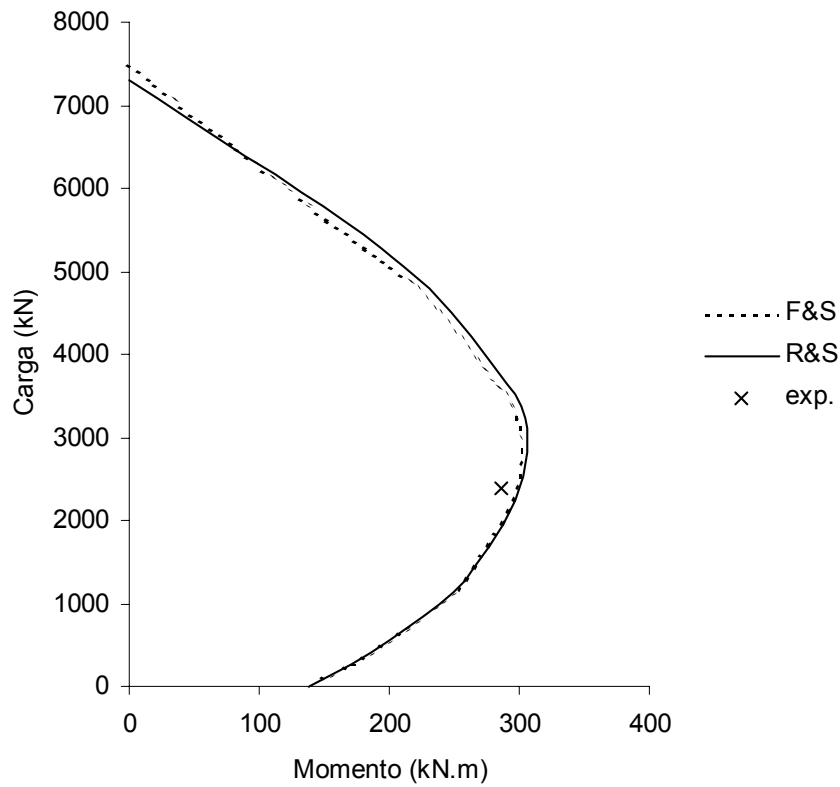


Figura 4.39 - Diagrama P - M para o pilar AS-2HT

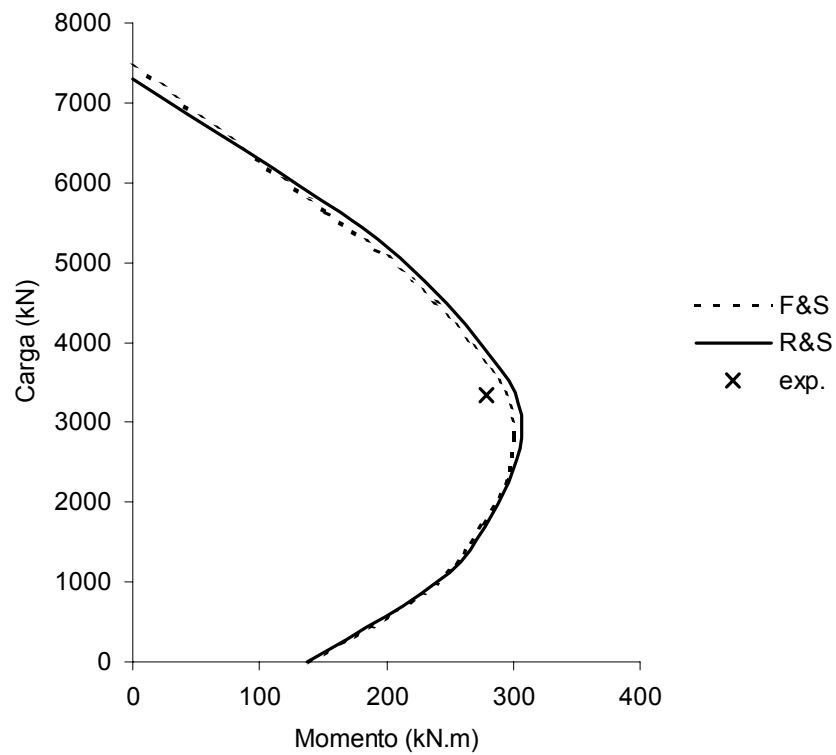


Figura 4.40 - Diagrama P - M para o pilar AS-3HT

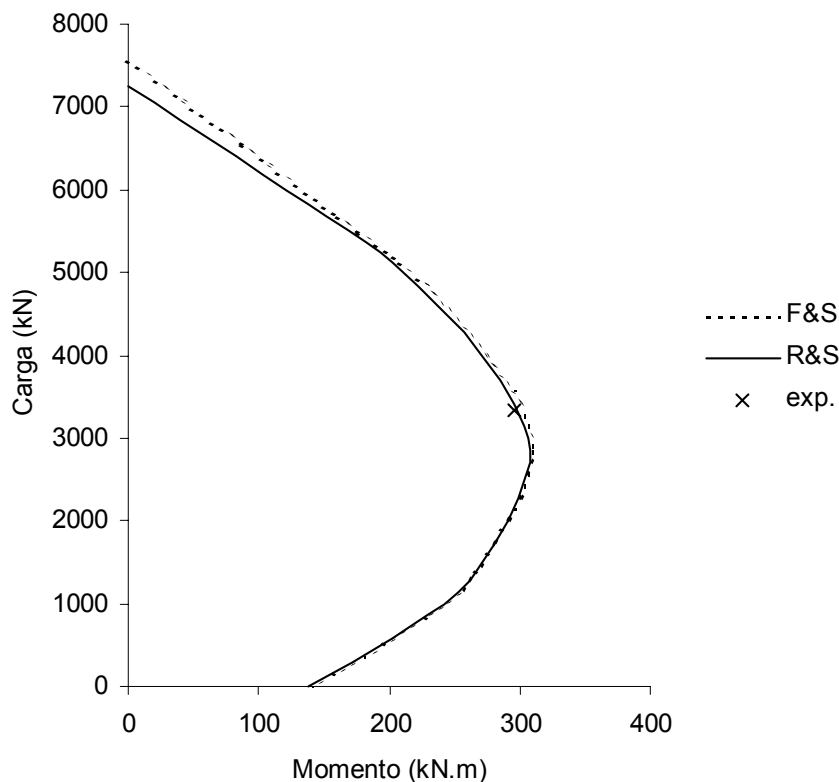


Figura 4.41 - Diagrama P - M para o pilar AS-4HT

4.5 – Sumário

Neste capítulo, foi implementado o programa PILAR para a geração de curvas momento-deformação (ou momento-curvatura) e diagramas de interação P - M . Dois modelos foram usados, - o modelo de Fafitis e Shah modificado (Diniz e Frangopol 1997a) e o modelo de Razvi e Saatcioglu (1999). Estes modelos são utilizados para descrever tanto o comportamento do núcleo (concreto confinado) quanto do recobrimento (concreto não confinado).

Dos diagramas de interação P - M gerados pelo programa PILAR, pode-se concluir que em geral, os modelos apresentam concordância no trecho para grandes excentricidades (e_b a e_∞) mostrando que neste caso, a escolha do modelo não interfere nos resultados como foi dito

anteriormente. No trecho para pequenas excentricidades (0 a e_b), algumas considerações devem ser feitas. Em geral, os modelos discordam quando é usado alto produto $\rho_s \times f_{yt}$ ou alta tensão de escoamento na armadura transversal, sendo que neste caso, o modelo de R&S é menos conservador do que o modelo de F&S modificado. No caso de pilares com resistência à compressão de 102 e 124 MPa, o modelo de F&S modificado é menos conservador do que o modelo de R&S.

Quando dados experimentais obtidos na literatura são comparados com os diagramas gerados, pode-se concluir que para cargas axiais, os dois modelos de confinamento superestimam os resultados para menores resistências à compressão e tendem a superestimá-los para resistências mais elevadas. Quanto ao carregamento combinado, os modelos apresentam resultados próximos aos experimentais, embora aparentemente não se possa determinar conclusões claras.

No entanto, existe a necessidade de se validar o programa a partir da comparação com dados experimentais disponíveis na literatura. A validação do programa PILAR e uma análise mais detalhada em relação aos dados experimentais é feita no capítulo seguinte.

CAPÍTULO V

VALIDAÇÃO DO PROGRAMA PILAR

Neste capítulo é realizada a validação do programa PILAR a partir da comparação de resultados simulados com resultados experimentais obtidos na literatura. Estes dados podem ser divididos em dois grupos de carregamento, - carregamento axial e carregamento combinado. No primeiro grupo foram analisados 14 pilares circulares e 11 pilares quadrados e no segundo, 6 pilares circulares e 6 pilares quadrados.

5.1 Carregamento Axial

Na Tabela 5.1 estão apresentados dados experimentais de pilares circulares testados por Razvi e Saatcioglu (1999) sujeitos a carregamento axial. Os resultados obtidos através do programa PILAR para os modelos de confinamento de R&S e F&S modificado também estão inseridos. Estes resultados estão na forma de tensões no núcleo confinado. Os detalhes destes pilares estão apresentados na Tabela 3.1.

TABELA 5.1. Tensões no Núcleo Confinado em Pilares Circulares Testados por Razvi & Saatcioglu (1999) e Resultados Analíticos Obtidos pelos Modelos de R&S e F&S Modificado.

	Pilar	T_{teste}	$T_{R\&S}$	$T_{F\&S}^*$	$T_{R\&S}^{**}$	$\frac{T_{F\&S}}{T_{teste}}$	$\frac{T_{R\&S}}{T_{teste}}$	$\frac{T_{R\&S}}{T_{R\&S}}$
		MPa	<i>Publ.</i> MPa	MPa	MPa			<i>Publ.</i>
Razvi e Saat. 1999	CC1	59,9	59,7	60,6	59,7	1,01	1,00	1,00
	CC2	62,3	66,4	61,7	66,4	0,99	1,07	1,00
	CC3	68,4	65,9	62,0	65,9	0,91	0,96	1,00
	CC8	122,9	120,3	125,4	120,2	1,02	0,98	1,00
	CC10	135,3	135,5	129,9	135,5	0,96	1,00	1,00
	CC11	124,8	122,4	125,8	122,3	1,01	0,98	1,00
	CC12	127,7	132,6	126,7	132,6	0,99	1,04	1,00
	CC14	102,5	106,3	94,7	106,3	0,92	1,04	1,00
	CC15	105,2	108,3	98,2	108,3	0,93	1,03	1,00
	CC16	95,1	95,6	93,3	95,6	0,98	1,01	1,00
	CC19	94,6	97,9	94,8	97,9	1,00	1,03	1,00
	CC20	88,4	89,3	92,9	89,3	1,05	1,01	1,00
	CC21	93,4	93,1	93,5	93,1	1,00	1,00	1,00
	CC22	89,3	93,6	93,4	93,5	1,05	1,05	1,00

μ	0,98	1,01	1,00
σ	0,05	0,03	0,00

T - Tensão máxima

$T_{R\&S}$ *publ.* - Tensão máxima publicada obtida pelo modelo de R&S

* - Resultado obtido pelo modelo de Fafitis e Shah modificado.

** - Resultado obtido pelo modelo de Razvi e Saatcioglu.

Analisando-se a Tabela 5.1, pode-se verificar que os dois modelos de confinamento apresentam bons resultados quando comparados aos resultados experimentais. Para o modelo de F&S modificado, a razão $T_{F\&S} / T_{teste}$ está entre 0,91 e 1,05, com média 0,98 e desvio

padrão de 0,05, enquanto que para o modelo de R&S, a razão $T_{R\&S} / T_{teste}$ está entre 0,96 e 1,07, com média de 1,01 e desvio padrão de 0,03. Comparando-se os resultados analíticos publicados por R&S (Razvi & Saatcioglu 1999) com os obtidos pelo programa PILAR, percebe-se que os valores são praticamente idênticos, validando desta maneira o programa PILAR desenvolvido neste estudo.

Na Figura 5.1 estão visualizados os dados da Tabela 5.1. Pode-se verificar que os resultados melhoram para resistências à compressão mais elevadas.

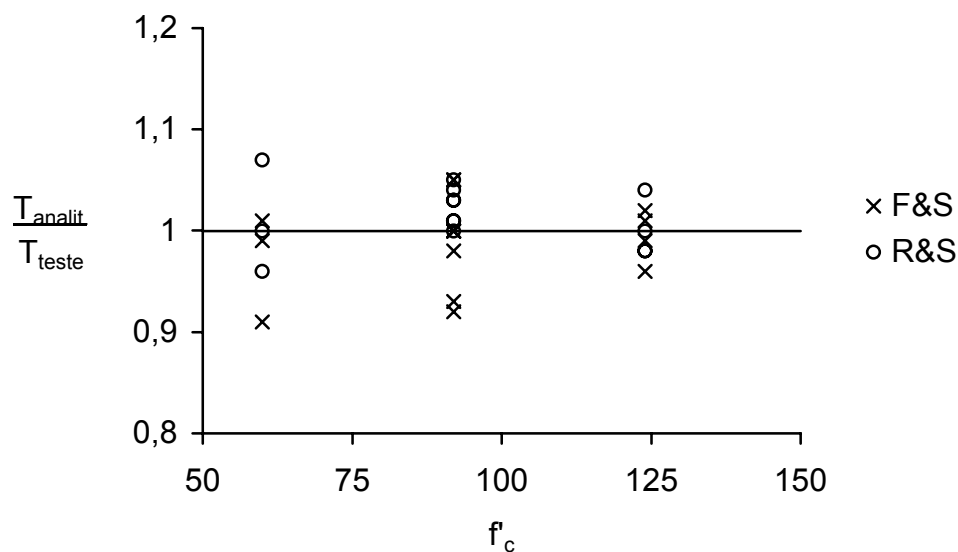


Figura 5.1 – Resultados analíticos e experimentais segundo os modelos de R&S e F&S modificado para tensões no núcleo confinado.

Na Tabela 5.2 estão apresentados dados experimentais de pilares quadrados testados por Saatcioglu e Razvi (1998) sujeitos a carregamento axial. Os resultados obtidos através do programa PILAR para os modelos de confinamento de R&S e F&S modificado também estão inseridos. Estes resultados estão na forma de tensão no núcleo confinado. Os detalhes destes pilares estão apresentados na Tabela 3.2.

TABELA 5.2 - Tensões no Núcleo Confinado em Pilares Quadrados Testados por Saatcioglu e Razvi (1998) e Resultados Analíticos Obtidos pelos Modelos de R&S e F&S Modificado.

	Pilar	T_{teste}	$T_{R\&S}$	$T_{F\&S}^*$	$T_{R\&S}^{**}$	$\frac{T_{F\&S}}{T_{teste}}$	$\frac{T_{R\&S}}{T_{teste}}$	$\frac{T_{R\&S}}{T_{R\&S}}$
		MPa	<i>Publ.</i> MPa	MPa	MPa			<i>Publ.</i>
Saat. e Razvi 1998	CS3	129,1	123,9	129,2	123,9	1,00	0,96	1,00
	CS5	122,5	116,3	125,9	116,2	1,03	0,95	1,00
	CS7	115,0	110,6	125,4	110,5	1,09	0,96	1,00
	CS9	134,2	118,7	128,5	118,7	0,96	0,88	1,00
	CS14	94,3	96,7	97,5	96,7	1,03	1,03	1,00
	CS16	95,2	87,3	85,7	87,3	0,90	0,92	1,00
	CS18	76,4	76,7	83,9	76,9	1,10	1,01	1,00
	CS20	106,3	98,7	100,7	98,7	0,95	0,93	1,00
	CS23	71,3	62,7	62,7	62,7	0,88	0,88	1,00
	CS25	69,7	64,3	65,1	64,3	0,93	0,92	1,00
	CS26	76,7	69,5	66,9	69,5	0,87	0,91	1,00

μ	0,98	0,94	1,00
σ	0,08	0,05	0,00

T – Tensão máxima no núcleo confinado

* - Resultado obtido pelo modelo de Fafitis e Shah modificado

** - Resultado obtido pelo modelo de Razvi e Saatcioglu

$T_{R\&S}$ *publ.* - Tensão máxima publicada obtida pelo modelo de R&S

Analisando-se a Tabela 5.2, pode-se verificar que os dois modelos também apresentam bons resultados quando comparados aos resultados experimentais. Para o modelo de F&S, os valores obtidos para a razão $T_{F\&S}/T_{teste}$ estão entre 0,87 e 1,10, com média 0,98 e desvio padrão de 0,08, enquanto que para o modelo de R&S, os valores obtidos para a razão $T_{R\&S}/T_{teste}$ estão entre 0,88 e 1,03, com média de 0,94 e desvio padrão de 0,05. Comparando-se os resultados analíticos publicados por R&S com os obtidos pelo programa PILAR,

percebe-se que os valores são praticamente idênticos, validando desta maneira o programa PILAR desenvolvido neste estudo.

Na Figura 5.2 estão visualizados os dados da Tabela 5.2. Pode-se verificar que os dois modelos de confinamento subestimam as tensões no núcleo confinado para pilares com menor resistência à compressão, enquanto que para resistências à compressão mais elevadas, os resultados dispersam.

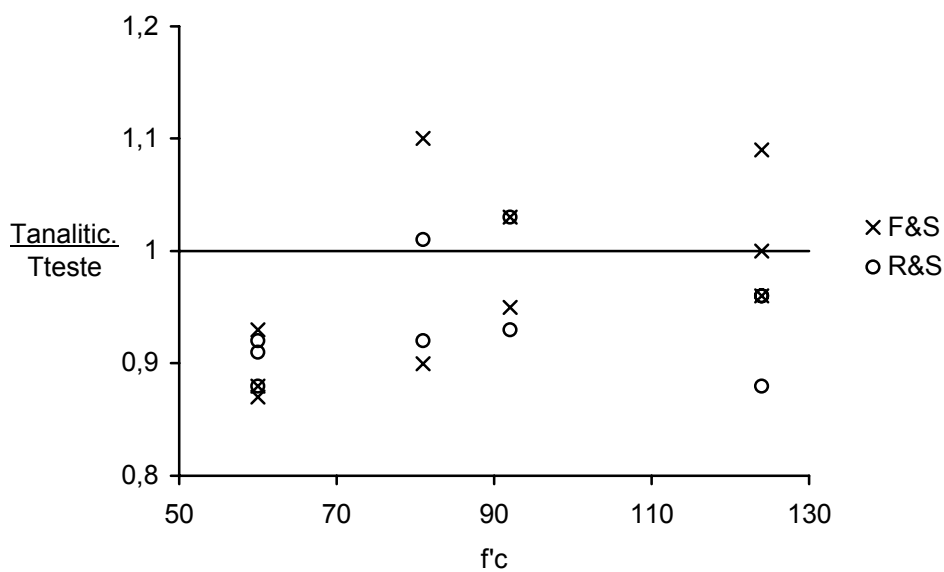


Figura 5.2 – Resultados analíticos e experimentais segundo os modelos de R&S e F&S modificado para tensões no núcleo confinado.

Na Tabela 5.3 estão apresentados dados experimentais dos pilares testados por Saatcioglu e Razvi (1998). Os resultados obtidos através do programa PILAR para os modelos de confinamento de R&S e F&S modificado também estão inseridos. Estes resultados estão na forma de cargas axiais.

TABELA 5.3 – Cargas Axiais de Pilares Quadrados Testados por Saatcioglu e Razvi (1998) e Resultados Analíticos Obtidos pelos Modelos de R&S e F&S Modificado.

Pilar	P_{teste} kN	$P_{F\&S}^*$ kN	$P_{R\&S}^{**}$ kN	$\frac{P_{F\&S}}{P_{teste}}$	$\frac{P_{R\&S}}{P_{teste}}$
CS3	7340	8438	7689	1,15	1,05
CS5	6753	8470	7541	1,25	1,12
CS7	6826	8474	7449	1,24	1,09
CS9	7120	8445	7525	1,19	1,06
CS14	5477	6490	6214	1,18	1,13
CS16	5504	5948	5682	1,08	1,03
CS18	5452	5862	5389	1,08	0,99
CS20	5820	6481	6175	1,11	1,06
CS23	4722	4617	4475	0,98	0,95
CS25	4926	4614	4491	0,94	0,91
CS26	5251	4633	4725	0,88	0,90

μ	1,10	1,03
σ	0,12	0,08

P – Carga máxima no pilar

* - Resultado obtido pelo modelo de Fafitis e Shah modificado

** - Resultado obtido pelo modelo de Razvi e Saatcioglu

Analisando-se a Tabela 5.3, pode-se verificar que os valores de cargas axiais obtidos via simulação foram em média maiores do que os resultados experimentais e que em quase todos os pilares, os valores obtidos pelo modelo de F&S modificado são quase sempre maiores do que os obtidos pelo modelo de R&S. No primeiro, os valores obtidos para a razão $P_{F\&S}/P_{teste}$ estão entre 0,88 e 1,25 com média de 1,10 e desvio padrão de 0,12, enquanto que o

segundo apresentou a razão $P_{R\&S}/P_{teste}$ entre 0,91 e 1,12 com média de 1,03 e desvio padrão de 0,08.

Comparando-se as Tabelas 5.2 e 5.3 (mesmos pilares), pode-se verificar a grande discrepância entre os resultados para tensões no núcleo confinado e cargas axiais principalmente para pilares com resistências à compressão mais elevadas, significando que os modelos superestimam a parcela relativa ao recobrimento. Isto é mais acentuado no modelo de F&S modificado, devido ao fato que este modelo adota o valor de tensão máxima no recobrimento como f'_c enquanto que para o modelo de R&S, este valor é de $0,85f'_c$.

Na Figura 5.3 estão visualizados os dados da Tabela 5.3. Pode-se verificar que os dois modelos de confinamento subestimam as cargas axiais para pilares com menor resistência à compressão, enquanto que para resistências à compressão mais elevadas, os dois modelos superestimam. Neste caso, o modelo de F&S modificado apresenta piores resultados.

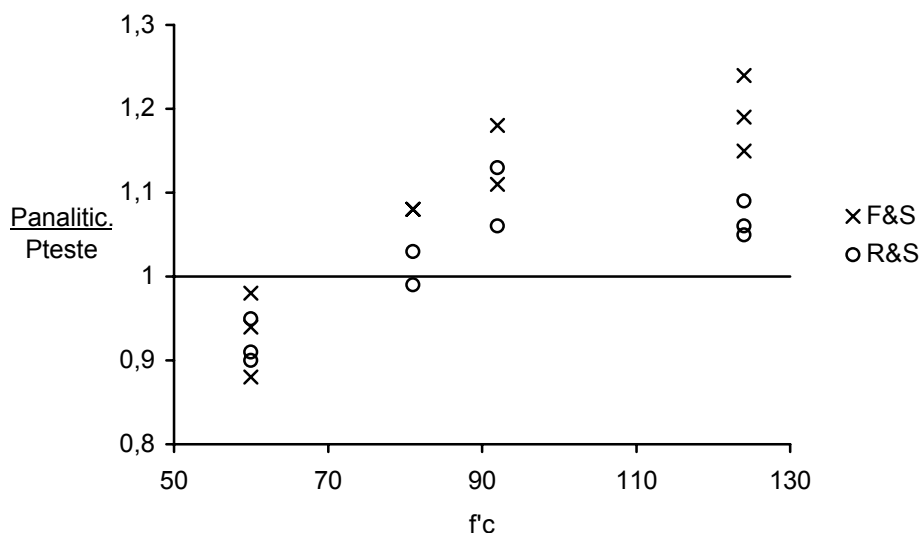


Figura 5.3 – Resultados analíticos e experimentais segundo os modelos de R&S e F&S modificado para cargas axiais.

Na Tabela 5.4 estão apresentados dados experimentais dos pilares testados por Saatcioglu e Razvi (1998). Os resultados obtidos através do programa PILAR para os modelos de

confinamento de R&S e F&S modificado também estão inseridos. Estes resultados estão na forma de deformações axiais.

TABELA 5.4 – Deformações Axiais de Pilares Quadrados Testados por Saatcioglu e Razvi (1998) e Resultados Analíticos Obtidos pelos Modelos de R&S e F&S Modificado.

	Teste		F&S*		R&S**		$\frac{C}{A}$	$\frac{E}{A}$	$\frac{D}{B}$	$\frac{F}{B}$
	A	B	C	D	E	F				
	$\frac{E85}{\%}$	$\frac{E85}{E01}$	$\frac{E85}{\%}$	$\frac{E85}{E01}$	$\frac{E85}{\%}$	$\frac{E85}{E01}$				
CS3	0,82	3,30	0,79	2,08	0,65	2,60	0,96	0,79	0,63	0,79
CS5	0,46	1,90	0,50	1,32	0,51	2,04	1,09	1,11	0,69	1,07
CS7	0,50	2,00	0,47	1,24	0,41	1,64	0,94	0,82	0,62	0,82
CS9	0,78	3,10	0,71	1,87	0,74	2,96	0,91	0,95	0,60	0,95
CS14	1,08	7,83	0,74	2,24	0,86	3,58	0,41	0,48	0,29	0,46
CS16	0,83	3,76	0,66	2,13	1,01	4,39	0,80	1,22	0,57	1,17
CS18	0,78	3,55	0,53	1,71	0,62	2,70	0,68	0,79	0,48	0,76
CS20	1,54	6,70	1,01	3,06	1,43	5,96	0,66	0,93	0,46	0,89
CS23	1,03	5,15	0,50	1,79	0,99	4,71	0,49	0,96	0,35	0,92
CS25	1,98	9,90	0,67	2,39	1,07	8,10	0,34	0,86	0,24	0,82
CS26	1,46	7,30	0,78	2,79	1,53	7,29	0,53	1,05	0,38	1,00

μ	0,71	0,91	0,48	0,88
σ	0,25	0,20	0,15	0,19

E85 – Deformação correspondente a 85% da tensão máxima no núcleo confinado o trecho descendente

E01 – Deformação correspondente a tensão máxima no concreto não confinado

* - Resultado obtido pelo modelo de Fafitis e Shah

** - Resultado obtido pelo modelo de Saatcioglu e Razvi

Analisando-se a Tabela 5.4, pode-se perceber que os valores de deformações E85 são subestimados pelos dois modelos de confinamento. Para o modelo de F&S, os valores obtidos para a razão $E85_{F\&S} / E85_{teste}$ estão entre 0,34 e 1,09 com média de 0,71 e desvio padrão de

0,25, enquanto que para o modelo de R&S, a razão $E85_{R\&S}/E85_{teste}$ está entre 0,48 e 1,22 com média de 0,91 e desvio padrão de 0,20.

Na Figura 5.4 estão visualizados os dados da Tabela 5.4 para deformações correspondentes a 85% da tensão no núcleo confinado no trecho descendente. Pode-se verificar que o modelo de R&S apresenta melhores resultados para praticamente todas as resistências à compressão, enquanto que o modelo de F&S modificado apresenta resultados pobres, exceção sendo feita para pilares com resistência à compressão mais elevada.

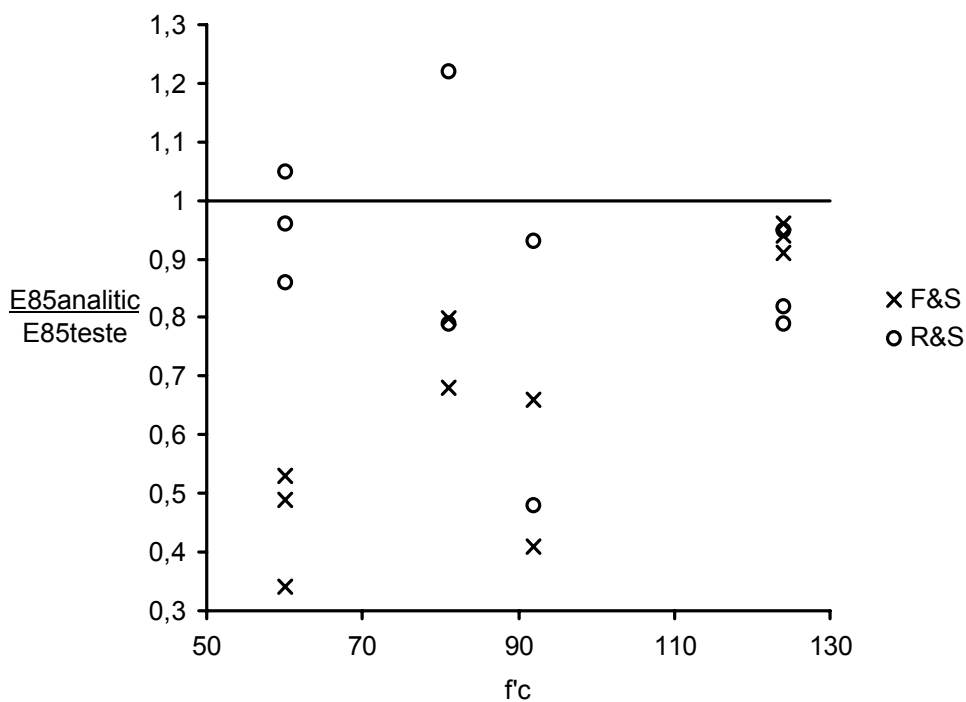


Figura 5.4 – Resultados analíticos e experimentais segundo os modelos de R&S e F&S modificado para deformações correspondentes a 85% da tensão no núcleo confinado no trecho descendente.

Os valores de $E85/E01$ representam um parâmetro de ductilidade, onde se estabelece a razão entre a deformação correspondente a 85% da tensão no núcleo confinado no trecho descendente com a deformação correspondente a tensão máxima no concreto não confinado. Para o modelo de F&S, os valores obtidos para a razão $E85/E01_{F\&S}/E85/E01_{teste}$ estão entre

0,24 e 0,69 com média de 0,48 e desvio padrão de 0,15, enquanto que para o modelo de R&S, a razão $E85/E01_{R\&S}/E85/E01_{teste}$ está entre 0,46 e 1,17 com média de 0,88 e desvio padrão de 0,19.

Na Figura 5.5 estão visualizados os dados da Tabela 5.4 para os valores de E85/E01. Pode-se verificar que os resultados obtidos pelo modelo de F&S modificado apresentam valores muito baixos quando comparados aos experimentais. O principal motivo é que neste modelo, os valores de deformações correspondentes à tensão máxima no concreto não confinado são maiores (40 a 52% superiores aos valores experimentais para $f'c$ de 60 a 124 MPa respectivamente), reduzindo assim os valores deste parâmetro. Já para o modelo de R&S, estes valores apresentam melhor concordância quando comparados aos experimentais.

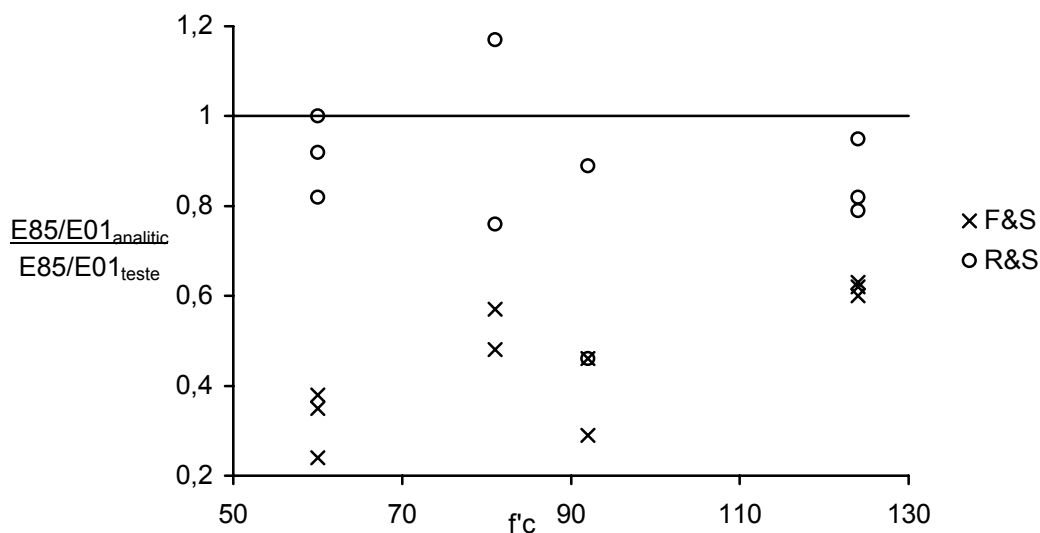


Figura 5.5 – Resultados analíticos e experimentais segundo os modelos de R&S e F&S modificado para E85/E01.

5.2 – Carregamento Combinado

Na Tabela 5.5 estão apresentados dados experimentais de pilares circulares testados por Saatcioglu e Baingo (1999) sujeitos a carregamento combinado. Os resultados obtidos através do programa PILAR para os modelos de confinamento de R&S e F&S modificado também estão inseridos. Os detalhes destes pilares estão apresentados na Tabela 4.2.

TABELA 5.5. Resultados Experimentais para Pilares Circulares Testados por Saatcioglu e Baingo (1999) e Resultados Analíticos Obtidos pelos Modelos de R&S e F&S Modificado.

Pilar	P_{teste} % P_o	M_{teste} KN.m	$M_{R\&S}$ <i>Publ.</i> KN.m	$M_{F\&S}^*$ KN.m	$M_{R\&S}^{**}$ KN.m	$\frac{M_{F\&S}}{M_{teste}}$	$\frac{M_{R\&S}}{M_{teste}}$	$\frac{M_{R\&S}}{M_{R\&S}$ <i>Publ.</i>
RC-1	30	117	112	107	118	0,91	1,01	1,05
RC-2	30	112	113	106	116	0,95	1,04	1,03
RC-3	43	131	142	133	143	1,02	1,09	1,01
RC-4	43	140	135	134	138	0,96	0,99	1,02
RC-5	43	126	136	134	142	1,06	1,13	1,04
RC-6	43	129	137	130	139	1,01	1,08	1,01
RC-7	22	118	119	118	123	1,00	1,04	1,03
RC-8	43	134	142	133	143	0,99	1,07	1,01

μ	0,99	1,06	1,03
σ	0,05	0,05	0,02

M – Momento máximo

$M_{R\&S}$ *publ.* - Momento máximo publicado obtido pelo modelo de R&S

P_{teste} – Carga axial aplicada no pilar

$$P_o = 0,85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s$$

* - Resultado obtido pelo modelo de Fafitis & Shah modificado

** - Resultado obtido pelo modelo de Razvi & Saatcioglu

Analisando-se a Tabela 5.5, percebe-se que em média, os resultados para os dois modelos são bons quando comparados aos resultados experimentais. Para o modelo de F&S

modificado, a razão $M_{F\&S}/M_{teste}$ está entre 0,91 e 1,06, com média 0,99 e desvio padrão de 0,05, enquanto que para o modelo do R&S, a razão $M_{R\&S}/M_{teste}$ está entre 0,99 e 1,13, com média de 1,06 e desvio padrão de 0,05. Comparando-se os resultados analíticos publicados por R&S com os obtidos pelo programa PILAR, percebe-se que os valores são próximos, com média 1,03 e desvio padrão de 0,02. Isto pode ser atribuído à tolerância do programa e aos valores de deformações adotados.

Na Figura 5.6 estão visualizados os dados da Tabela 5.5. Pode-se verificar o modelo de R&S superestima os resultados para os pilares com menor resistência à compressão enquanto que o modelo de F&S os superestimam. Para os pilares com maior resistência à compressão, os dois modelos tendem a superestimarem os resultados.

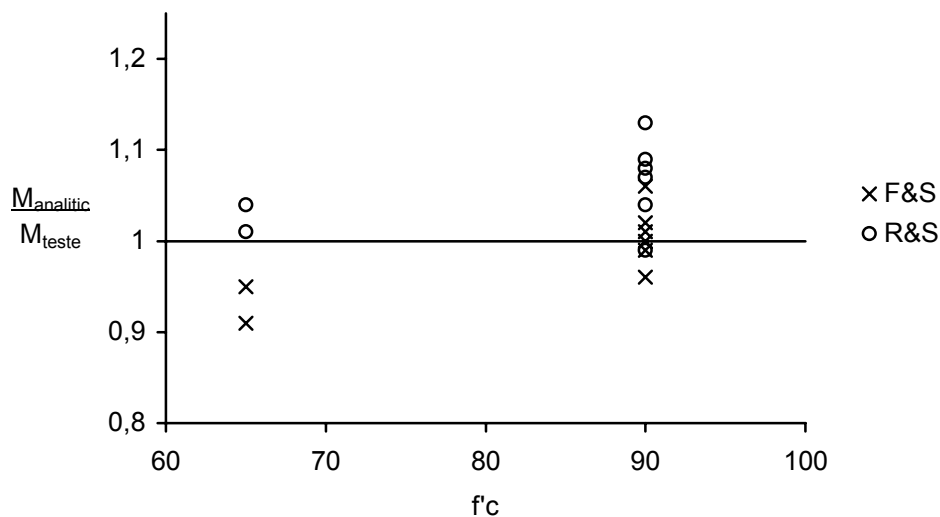


Figura 5.6 – Resultados analíticos e experimentais segundo os modelos de R&S e F&S modificado para momentos.

Na Tabela 5.6 estão apresentados dados experimentais de pilares quadrados testados por Bayrak e Sheikh (1999) sujeitos a carregamento combinado, com nível de carga aplicado considerado alto. Os resultados obtidos através do programa PILAR para os modelos de

confinamento de R&S e F&S modificado também estão inseridos. Estes resultados estão na forma de momentos fletores. Os detalhes destes pilares estão apresentados na Tabela 4.3.

TABELA 5.6. Resultados Experimentais para Pilares Quadrados Testados por Bayrak e Sheikh (1999) e Resultados Analíticos Obtidos pelos Modelos de R&S e F&S Modificado.

	P_{teste}	M_{teste}	$M_{F\&S}^*$	$M_{R\&S}^{**}$	$\frac{M_{F\&S}}{M_{teste}}$	$\frac{M_{R\&S}}{M_{teste}}$
	$\%P_o$	KN.m	kN.m	kN.m		
AS-5HT	48	367	378	353	1,03	0,96
AS-6HT	49	361	387	391	1,07	1,08
AS-7HT	48	326	378	351	1,16	1,08
AS-2HT	36	286	293	292	1,02	1,02
AS-3HT	50	279	303	309	1,09	1,11
AS-4HT	50	296	309	319	1,04	1,08

μ	1,07	1,05
σ	0,05	0,05

M – Momento máximo

P_{teste} – Carga axial aplicada no pilar

$$P_o = 0,85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s$$

* - Resultado obtido pelo modelo de Fafitis & Shah modificado

** - Resultado obtido pelo modelo de Razvi & Saatcioglu

Analisando-se a tabela 5.6 percebe-se que os dois modelos tendem a superestimarem estes momentos. Para o modelo de F&S modificado, a razão $M_{F\&S}/M_{teste}$ está entre 1,02 e 1,16, com média 1,07 e desvio padrão de 0,05, enquanto que para o modelo do R&S, a razão $M_{R\&S}/M_{teste}$ está entre 0,96 e 1,11, com média de 1,05 e desvio padrão de 0,05. Na Figura 5.7 estão visualizados os dados da Tabela 5.6.

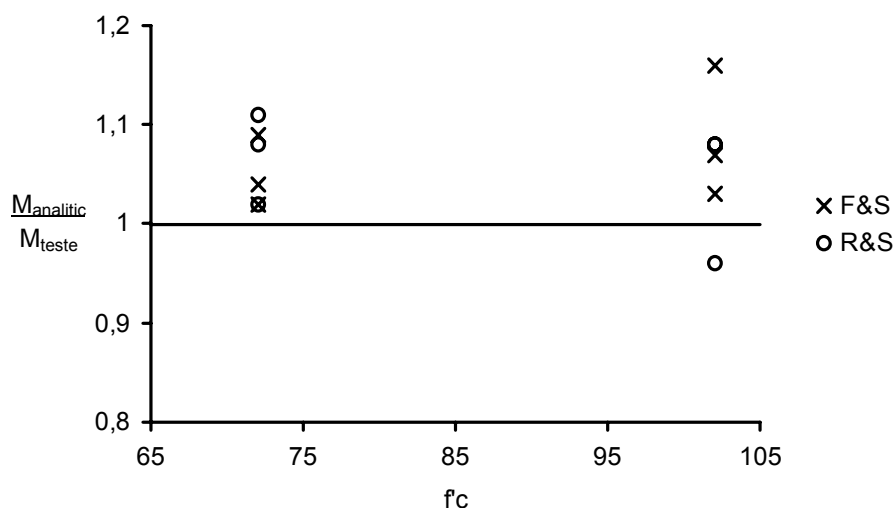


Figura 5.7 – Resultados analíticos e experimentais segundo os modelos de R&S e F&S modificado para momentos.

5.3 Sumário e Conclusões

Neste capítulo, resultados analíticos obtidos pelo programa PILAR foram comparados aos resultados experimentais obtidos na literatura para pilares em CAR. O objetivo foi validar o programa PILAR e avaliar o desempenho dos modelos de confinamento utilizados para descrição do comportamento do concreto à compressão.

Dois grandes grupos de pilares foram selecionados (carregamento axial e carregamento combinado) baseados em dados experimentais obtidos na literatura. Para o carregamento axial, o que corresponde à maioria dos dados encontrados, a análise foi apresentada tanto para pilares circulares quanto para quadrados (14 pilares circulares e 11 pilares quadrados). No caso de pilares circulares, a análise foi feita para tensões no núcleo confinado, enquanto que para os pilares quadrados, a análise envolveu tensões no núcleo confinado, cargas axiais e deformações E85 e E85/E01.

significam que os modelos superestimam a parcela relativa ao recobrimento. Isto é mais acentuado no modelo de F&S modificado, devido ao fato que este modelo adota o valor de tensão máxima no recobrimento como f'_c enquanto que para o modelo de R&S, este valor é de $0,85f'_c$.

Para as deformações correspondentes a 85% da tensão máxima no trecho descendente E85, os modelos tendem a subestimar os resultados. O modelo de R&S apresenta melhores resultados, enquanto que o modelo de F&S modificado apresenta resultados muito inferiores aos experimentais, exceto para resistências à compressão mais elevadas. Para o modelo de F&S, os valores obtidos para a razão $E85_{F\&S}/E85_{teste}$ ficaram entre 0,34 e 1,09 com média 0,71 e desvio padrão de 0,25, enquanto que para o modelo de R&S, a razão $E85_{R\&S}/E85_{teste}$ ficou entre 0,48 e 1,22 com média de 0,91 e desvio padrão de 0,20.

Para os valores E85/E01, ambos os modelos subestimam os resultados, com o modelo de F&S apresentando valores para a razão $E85/E01_{F\&S}/E85/E01_{teste}$ entre 0,24 e 0,69 com média de 0,48 e desvio padrão de 0,15, enquanto que para o modelo de R&S, a razão $E85/E01_{R\&S}/E85/E01_{teste}$ ficou entre 0,46 e 1,17 com média de 0,88 e desvio padrão de 0,19. Através destes dados, pode-se verificar que os resultados obtidos pelo modelo de F&S modificado apresentaram valores muito baixos quando comparados aos experimentais. O principal motivo é que neste modelo, os valores de deformações correspondentes à tensão máxima no concreto não confinado são maiores (40 a 52% superiores aos valores experimentais para f'_c de 60 e 124 MPa respectivamente), reduzindo assim os valores deste parâmetro. Já para o modelo de R&S, estes valores apresentaram melhor concordância quando comparados aos experimentais.

Para o carregamento combinado a análise foi apresentada tanto para pilares circulares quanto para quadrados (6 pilares circulares e 6 pilares quadrados). A faixa de

excentricidades analisada foi de 0,055 a 0,012. Os modelos apresentaram bons resultados para pilares circulares e quadrados, porém tendem a superestima-los. No caso de pilares circulares, o modelo de F&S modificado apresentou a razão $M_{F\&S}/M_{teste}$ entre 0,91 e 1,06, com média 0,99 e desvio padrão de 0,05, enquanto que para o modelo de R&S, a razão $M_{R\&S}/M_{teste}$ ficou entre 0,99 e 1,13, com média de 1,06 e desvio padrão de 0,05. No caso de pilares quadrados, o modelo de F&S modificado apresentou a razão $M_{F\&S}/M_{teste}$ entre 1,02 e 1,16, com média 1,07 e desvio padrão de 0,05, enquanto que para o modelo de R&S, a razão $M_{R\&S}/M_{teste}$ ficou entre 0,96 e 1,11 com média 1,05 e desvio padrão de 0,05. Considerando todos os dados para o carregamento combinado (Figura 5.9), pode-se perceber que a razão $M_{F\&S}/M_{teste}$ ficou entre 0,91 e 1,16 com média 1,02 e desvio padrão de 0,06, enquanto que para o modelo de R&S, o valor obtido para a razão $M_{R\&S}/M_{teste}$ ficou entre 0,96 e 1,13 com média de 1,06 e desvio padrão de 0,05.

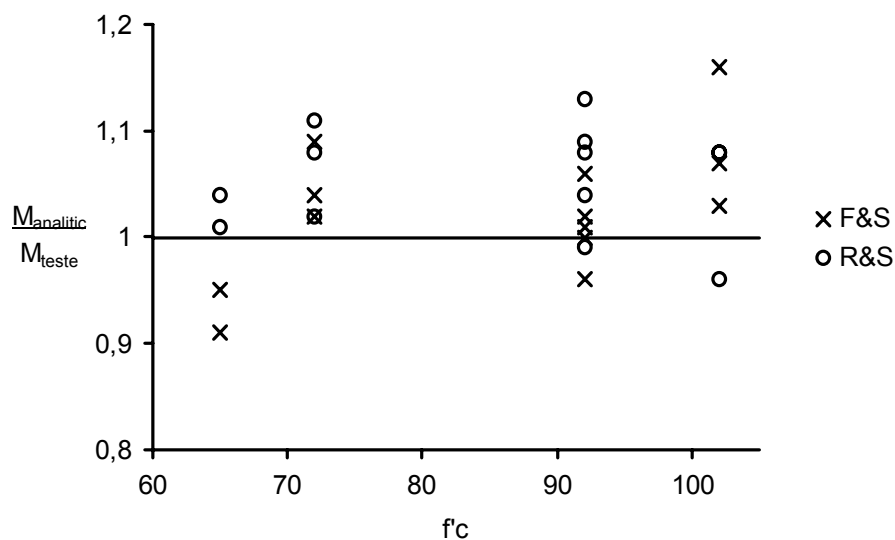


Figura 5.9 – Resultados analíticos e experimentais segundo os modelos de R&S e F&S modificado para momentos.

Pode-se concluir que os dois modelos apresentaram bons resultados no que se refere à determinação da resistência do pilar. Entretanto, não se pode dizer que um modelo é melhor ou pior que o outro. O que se percebe é que um modelo pode ser muito bom para um determinado caso e não corresponder da mesma forma para outro.

Quanto à ductilidade, os modelos subestimam os resultados. Porém o modelo de R&S apresentou melhor concordância com os resultados experimentais do que o modelo de F&S modificado, onde este último modelo resulta em estimativas mais conservadoras.

CAPÍTULO VI

SUMÁRIO, CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 Sumário

O CAR é um material relativamente novo, e seu desenvolvimento vem sendo gradual durante os últimos vinte anos. Estudos realizados em diversos países demonstram a viabilidade econômica do uso de CAR principalmente em pilares de pavimentos inferiores de construções altas, assim como nas de médio porte. Dentre as principais vantagens do uso do CAR tem-se a maior capacidade de carregamento, menores dimensões das peças, peso próprio reduzido, maior rigidez lateral e menor encurtamento axial. Porém em geral, as expressões de normas técnicas foram baseadas em dados experimentais usando concretos com resistência à compressão inferior a 42 MPa e conseqüentemente não apresentam bons resultados quando são estendidas para resistências mais elevadas.

Um estudo sobre as principais propriedades mecânicas e o comportamento estrutural do CAR foi realizado neste trabalho. O aumento na resistência do concreto altera algumas propriedades mecânicas deste material e, por conseguinte o comportamento estrutural, que em alguns casos é significativamente diferente daquele apresentado pelo CBR. As propriedades mecânicas do concreto tais como a relação tensão-deformação, módulo de elasticidade e resistência à tração são frequentemente representados como função da resistência à compressão do concreto. No caso do CAR, existem algumas mudanças principalmente no que se refere à curva tensão-deformação, que possui o trecho descendente muito íngreme com redução súbita na sua capacidade última. O desempenho de elementos estruturais em CAR tornou-se uma grande preocupação para engenheiros principalmente no

caso de pilares, que são peças de extrema importância para a segurança estrutural, daí exigindo uma maior compreensão do comportamento estrutural destes elementos. Em particular, a resistência e a ductilidade destes elementos estruturais têm sido fonte de preocupações e a quantificação destes parâmetros é de vital importância para pilares em CAR.

O cálculo da resistência de pilares em CAR tornou-se um problema complexo. Duas causas podem ser destacadas: - a necessidade da utilização de um modelo de confinamento que descreva claramente o comportamento do CAR e a não disponibilidade de uma solução de forma fechada. Vários modelos de confinamento foram propostos a partir de dados obtidos para CBR, e conseqüentemente não resultam em bons resultados quando sua utilização é feita para o CAR. Desta forma, a descrição do diagrama tensão-deformação do CAR confinado pode ser considerado um problema crucial na modelagem do comportamento estrutural de pilares em CAR. Neste estudo foram usados dois modelos para descrever o comportamento tanto do núcleo (concreto confinado) quanto do recobrimento (concreto não confiando), - o modelo de Fafitis e Shah modificado e o modelo de Razvi e Saatcioglu. A não disponibilidade de uma solução de forma fechada para a geração do diagrama de interação faz com que processos iterativos sejam necessários.

Com tal objetivo, neste estudo foi implementado o programa PILAR para geração de curvas momento-deformação (ou momento-curvatura) e diagramas de interação $P-M$ para pilares curtos em concreto armado. Este programa permite a análise de diversos parâmetros tais como a resistência à compressão do concreto, com distintas geometrias de seção transversal, taxas de armadura transversal e longitudinal, arranjo da armadura transversal, tensão de escoamento da armadura transversal e longitudinal.

6.2 Conclusões

A partir do estudo das propriedades mecânicas e do comportamento estrutural do CAR, foi implementado o programa computacional PILAR para geração de curvas momento-deformação (ou momento-curvatura) e diagramas de interação $P-M$.

Dos diagramas de interação $P-M$ gerados pelo programa PILAR, pode-se concluir que em geral, os modelos apresentaram concordância no trecho para grandes excentricidades (e_b a e_∞) mostrando que neste caso, a escolha do modelo não interfere nos resultados. Para pequenas excentricidades (0 a e_b), os modelos discordaram quando foram usados alto produto $\rho_s \times f_{yt}$ ou alta tensão de escoamento na armadura transversal em pilares com resistência à compressão inferior a 100 MPa, com o modelo de R&S sendo menos conservador do que o modelo de F&S modificado, enquanto que para pilares com resistência à compressão mais elevada, o modelo de F&S modificado é menos conservador.

A partir daí, tornou-se necessário validar o programa a partir da comparação com dados experimentais disponíveis na literatura e avaliar o desempenho dos modelos utilizados para a descrição do comportamento do concreto à compressão. Dois grandes grupos de pilares foram selecionados (carregamento axial e carregamento combinado) baseados em dados obtidos na literatura. As principais conclusões estão descritas abaixo:

6.2.1 Carregamento Axial

Para o carregamento axial, a análise foi apresentada tanto para pilares circulares quanto para quadrados (14 e 11 pilares, respectivamente). No caso de pilares circulares, a análise foi feita para tensões no núcleo confinado, enquanto que para os pilares quadrados, a análise envolveu tensões no núcleo confinado, cargas axiais e deformações E85 e razão E85/E01.

Tensão no Núcleo confinado

A tabela 6.1 apresenta um resumo das razões analítico/experimental para tensões no núcleo confinado para os modelos de F&S modificado e R&S.

TABELA 6.1 – Resultados Analíticos e Experimentais Segundo os Modelos de F&S e R&S para Tensões no Núcleo Confinado.

	circulares			quadrados			combinados		
	Min.	μ	σ	Min.	μ	σ	Min.	μ	σ
	Max.			Max.			Max.		
$\underline{T}_{F\&S}$	0,91	0,98	0,05	0,87	0,98	0,08	0,87	0,98	0,06
T_{teste}	1,05			1,10			1,10		
$\underline{T}_{R\&S}$	0,96	1,01	0,03	0,88	0,94	0,05	0,88	0,98	0,05
T_{teste}	1,07			1,03			1,03		

Através da tabela 6.1, percebe-se que os dois modelos apresentaram bons resultados, em média, tanto para pilares circulares quanto para quadrados. O modelo de F&S modificado

subestima os resultados para todos os pilares, enquanto que o modelo de R&S tende a superestimar-los para pilares circulares e subestima-los para os quadrados.

Cargas Axiais e Deformações

A tabela 6.2 apresenta um resumo das razões analítico/experimental para cargas axiais e deformações para os modelos de F&S modificado e R&S.

TABELA 6.2 – Resultados Analíticos e Experimentais Segundo os Modelos de F&S e R&S para Cargas Axiais e Deformações.

	Carga axial			Deformações E85			Deformações E85/E01		
	Min.	μ	σ	Min.	μ	σ	Min.	μ	σ
	Max.			Max.			Max.		
$\frac{R_{F\&S}}{R_{teste}}$	0,88	1,10	0,12	0,34	0,71	0,25	0,24	0,48	0,15
	1,25			1,09			0,69		
$\frac{R_{R\&S}}{R_{teste}}$	0,90	1,03	0,08	0,48	0,91	0,20	0,46	0,88	0,19
	1,13			1,22			1,17		

Através da tabela 6.2, pode-se concluir que para cargas axiais, os dois modelos tendem a superestimar os resultados. Isto se deve ao fato de que os modelos superestimam a parcela relativa ao recobrimento, porém isto é mais acentuado no modelo de F&S modificado.

Para as deformações E85, os dois modelos subestimam os resultados, porém o modelo de F&S apresentou maiores discrepâncias.

Para os valores de E85/E01, o modelo de F&S modificado apresentou resultados muito inferiores aos experimentais, mostrando que o modelo subestima a ductilidade. Isto se

deve ao fato de que os valores de deformações correspondentes à tensão máxima no concreto não confinado são maiores (40 a 52% superiores aos valores experimentais para f'_c de 60 e 124 MPa respectivamente), reduzindo assim os valores deste parâmetro. Já para o modelo de R&S, estes valores apresentaram melhor concordância quando comparados aos experimentais.

6.2.2 Carregamento Combinado

Para o carregamento combinado a análise foi apresentada tanto para pilares circulares quanto para quadrados (6 pilares circulares e 6 pilares quadrados). A faixa de excentricidades analisada foi de 0,055 a 0,012.

A tabela 6.3 apresenta um resumo das razões analítico/experimental para momentos para os modelos de F&S modificado e R&S.

TABELA 6.3 – Resultados Analíticos e Experimentais Segundo os Modelos de F&S e R&S para Momentos.

	circulares			quadrados			combinados		
	Min.	μ	σ	Min.	μ	σ	Min.	μ	σ
	Max.			Max.			Max.		
$\underline{M}_{F\&S}$	0,91	0,99	0,05	1,02	1,07	0,05	0,91	1,02	0,06
M_{teste}	1,06			1,16			1,16		
$\underline{M}_{R\&S}$	0,99	1,06	0,05	0,96	1,05	0,05	0,96	1,06	0,05
M_{teste}	1,13			1,11			1,13		

Através da tabela 6.3 pode-se concluir que os dois modelos apresentaram bons resultados para pilares circulares e quadrados. O modelo de F&S modificado tende a subestimar os resultados para pilares circulares e tende a superestimar-los para pilares quadrados, enquanto que o modelo de R&S tende a superestimar os resultados tanto para pilares circulares quanto para os quadrados.

A partir dos resultados obtidos via simulação numérica, pode-se concluir que os dois modelos apresentaram bons resultados no que se refere à determinação da resistência do pilar. Entretanto, não se pode dizer que um modelo é melhor ou pior que o outro. O que se percebe é que um modelo pode ser muito bom para um determinado caso e não corresponder da mesma forma para outro.

Quanto à ductilidade, os modelos subestimam os resultados. Porém o modelo de R&S apresentou melhor concordância com os resultados experimentais do que o modelo de F&S modificado, onde este último modelo resulta em estimativas mais conservadoras.

6.3 Sugestões

Como sugestões para trabalhos futuros, ficam:

- análise de pilares retangulares em CAR.

Neste caso, o programa PILAR pode ser ampliado para lidar com seções retangulares somente no modelo de R&S;

- análise de pilares esbeltos em CAR.

Devido a grande utilização do CAR em pilares de edifícios altos, existe uma tendência de redução da seção transversal tornando-os mais esbeltos;

- efeitos de longo prazo para o CAR.

A determinação da resistência à compressão a longo prazo para pilares curtos e os efeitos da fluência e retração para os esbeltos são pontos de extrema importância;

- mais dados experimentais para carregamento combinado.

A maioria dos dados encontrados na literatura está restrito à pilares sujeitos a carregamento axial. O carregamento combinado representa o ponto crítico, principalmente quando se refere a pequenas excentricidades.

- análise de pilares em CAR com dados correspondentes a escala real.

A maioria dos dados experimentais encontrados na literatura representa pilares em escala reduzida. Mais dados experimentais para pilares em escala real devem ser obtidos para pilares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI Committee 363 (1984), “State-of-the-Art on High-Strength Concrete”, *ACI Journal*, Vol. 81, No. 4, pp. 364-411.

ACI Committee 441 (1997), “High-Strength Concrete Columns: State-of-the-Art”, *ACI Structural Journal*, Report ACI 441R-96, Vol 94, No. 3, pp. 323-335.

Ahmad, S. H. (1994), “Short Term Mechanical Properties”, *High Performance Concrete: Properties and Applications*, Shah, S. P. e Ahmad, S. H eds, McGraw-Hill, pp. 27-64.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, (1980), “Projeto e Execução de Obras em Concreto Armado (NBR 6118)”, Rio de Janeiro.

Attard, M. M. e Stewart, M. G. (1998), “A Two Parameter Stress Block for High Strength Concrete”, *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 3, , pp. 305-317.

Bayrak O. e Sheikh S.A. (1998), “Confinement Reinforcement Design Considerations for Ductile HSC Columns”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 9, pp. 999-1010.

ACI 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (318M-99) and Comentary (318Rm-99)*. ACI, Detroit, Michigan, 391 p.

Carrasquillo, R. L., Nilson A. H. e Slate F. O. (1981), “Properties of High Strength Concrete Subject to Short-Term Loads” , *ACI Journal*, Vol. 78, No. 3, pp. 171-178.

CEB – FIP *Model Code* (1990), Thomas Telford Services Ltd., London, for Comité Euro – International du Béton, Lausanne, 1993, 437 p.

Collins, M. P., Mitchell, D. e MacGregor, J. G. (1993), “Structural Design Considerations for High-Strength Concrete”, *Concrete International*, Vol. 15, No. 5, pp. 27-34.

Council on Tall Buildings and Urban Habitat (1992), *Cast-in-Place Concrete in Tall Buildings Design and Construction*, McGraw-Hill, USA, 402 p.

Cusson D. e Paultre P. (1994), “High-Strength Concrete Columns Confined by Rectangular Ties”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 3, pp. 783-804.

Diniz, S.M.C. (1996), “Reliability Evaluation of High-Strength Concrete Columns”, in *Utilization of High-Strength / High-Performance Concrete*, Vol. 3, de Larrard, F. e Lacroix, R., eds, ENPC, Paris, pp. 925-934.

Diniz, S. M. C. e Frangopol, D. M. (1997a), “Strength and Ductility Simulation of High-Strength Concrete Columns”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 10, pp. 1365-1374.

- Diniz, S. M. C. e Frangopol, D. M. (1997b), “Reliability Bases for High-Strength Concrete Columns” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 10, pp. 1375-1381.
- Diniz, S. M. C. e Frangopol, D. M. (2000), “Modeling Uncertainties in High-Strength Concrete Columns According to Reliability – Based Design Philosophy”, *High-Performance Concrete: Research to Practice*, SP-189, ACI, pp. 431-449.
- Fafitis, A. e Shah S. P. (1985), “Predictions of Ultimate Behavior of Confined Columns Subjected to Large Deformations”, *ACI Journal*, Vol. 82, No. 4, pp. 423-433.
- Foster S.J., Liu J. e Sheikh S.A. (1998), “Cover Spalling in HSC Columns Loaded in Concentric Compression”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.124, No.12, pp. 1431-1437.
- Ibrahim, H.H. e MacGregor, J.G. (1997), “Modification of ACI Rectangular Stress Block for High-Strength Concrete”, *ACI Structural Journal*, Vol. 94, No. 1, pp.40-48.
- Kaar, P.H., Hanson, N.W. e Capell, H.T. (1978), “Stress-Stain Characteristics of High-Strength Concrete”, in *Douglas McHenry International Symposium on Concrete Structures*, SP-55, ACI, pp. 161-185.
- Leslie, K.E., Rajagopalan, K.S. e Everard, N.J. (1976), “Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams”, *ACI Journal*, Vol. 73, No.9, pp. 517-521.
- Mak, S.L., Attard, M.M., Ho, D.W.S. e Darvall, P. (1993), Effective In-Situ Strength of High-Strength Concrete Columns”, *Australian Civil Engineering Transactions*, Col. CE35, No. 2, pp. 87-94.
- Martinez S., Nilson A. H. e Slate F. O. (1984), “Spirally Reinforced High-Strength Concrete Columns”, *ACI Journal*, Vol. 81, No.5, pp. 431-442.
- Moreno, J. (1998), “High-Performance Concrete: Economic Considerations”, *Concrete International*, Vol 20, No. 3, pp. 68-70.
- Ngab, A.S., Nilson, A.H. e Slate, F.O. (1981), “Shrinkage and Creep of High-Strength Concrete”, *ACI Journal*, Vol.78, No. 4, pp.255-261.
- Pessiki, S. e Pieroni, A. (1997), “Axial Load Behavior of Large-Scale Spirally-Reinforced High-Strength Concrete Columns”, *ACI Structural Journal*, Vol. 94, No. 3, pp. 304-914.
- Razvi, S. R. e Saatcioglu, M. (1999), “Confinement Model for High-Strength Concrete”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 3, pp. 281-289.
- Saatcioglu, M. e Razvi, S. R. (1992), “Strength and Ductility of Confined Concrete” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 6, pp. 1590-1607.

Saatcioglu, M. e Razvi, S. R. (1998), "High-Strength Columns with Square Sections Under Concentric Compression" *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 12, pp. 1438-1447.

Saatcioglu, M. e Baingo, D. (1999), "Circular High-Strength Columns under Simulated Seismic Loading" *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No.3, pp. 272-280.

Shin, S.W., Ghosh, S.K. e Moreno, J. (1990), "Flexural Ductility, Strength Prediction, and Hysteretic Behavior of Ultra-High-Strength Concrete Members", in *High-Strength Concrete*, SP-121, ACI, pp. 239-264.

Smadi, M.M., Slate, F.O. e Nilson, A.H. (1987), "Shrinkage and Creep of High-, Medium-, and Low-Strength Concretes, Including Overloads", *ACI Materials Journal*, May-June, pp. 224-234.

Wang, P.T., Shah, S.P. e Naaman, A.E. (1978), "Stress-Strain Curves of Normal and Lightweight Concrete in Compression", *ACI Journal*, Vol.75, No. 11, pp. 603-611.

Iyengar, K.T.S.R., Desayi, P. e Reddy, T.S. (1970), "Stress-Strain Characteristics of Concrete in Steel Binders", *Magazine of Concrete Research*, London, Vol. 22, No. 72, pp. 173-184.

Yong Y. K., Nour M. G. e Nawy E. G. (1988), "Behavior of Laterally Confined High-Strength Concrete under Axial Loads", ASCE, Vol. 114, No. 2, pp. 332-351.

Zia, P. (1983), "Review of ACI Code for Design with High-Strength Concrete", *Concrete International*, Vol.5, No.8, pp. 16-20.

Apêndice A – Notação

Os seguintes símbolos foram utilizados neste trabalho:

A	= parâmetro que determinam a forma da curva na parte ascendente definido pela equação 3.3;
A_c	= área do núcleo confinado;
A_g	= área bruta da seção transversal;
A_s	= área de uma perna da armadura transversal;
A_{sp}	= área da seção transversal da espiral;
A_{sh}	= área de armadura transversal dos estribos (incluindo os estribos transversais);
A_{sx}, A_{sy}	= área de uma perna da armadura transversal nas direções x e y respectivamente;
b_c	= dimensão do núcleo medido de centro a centro do estribo;
b_{cx}, b_{cy}	= dimensão do núcleo medido de centro a centro do estribo nas direções x e y ;
C_c	= coeficiente de fluência;
C_f	= fator de correção;
d, d_c	= diâmetro do núcleo;
d_e	= diâmetro equivalente;
d_t	= diâmetro da armadura transversal;
e	= excentricidade;
e_b	= excentricidade balanceada;
E_c	= módulo de elasticidade do concreto simples;
E_s	= módulo de elasticidade da armadura;
E_{sec}	= módulo de elasticidade secante definido pela equação 3.12;
f_o	= tensão correspondente à tensão máxima no concreto;
f_2	= tensão de confinamento no concreto calculada usando a tensão real na espiral;
f_c	= tensão no concreto;
f'_c	= resistência à compressão última do cilindro;
$\overline{f'_c}$	= resistência do concreto confinado;
f'_{c0}	= resistência à compressão última do concreto confinado na peça;
f''_c	= resistência do concreto não confinado;
f'_{c0}	= resistência à compressão última do concreto não confinado na peça;
f_{cm} e f_{cj}	= resistência média à compressão aos 28 dias;

- f_l = pressão média de confinamento definida na equação 3.19;
- f_{le} = pressão uniforme equivalente lateral que produz o mesmo efeito como pressão não uniforme;
- f_{lex}, f_{ley} = pressão equivalente lateral perpendicular a b_{cx} e b_{cy} , respectivamente;
- f_r = índice de confinamento;
- f'_r = módulo de ruptura;
- f'_{sp}, f_{ctm}, f_{tk} = resistência ao fendilhamento;
- f_s = tensão de tração na armadura transversal correspondente a tensão máxima do concreto definida pela equação 3.29;
- f_{sp} = tensão real na espiral;
- f_y = tensão de escoamento do aço;
- f_{yt} = tensão de escoamento da armadura transversal;
- k = parâmetro que determinam a forma da curva na parte descendente definido pela equação 3.4;
- K = coeficiente definido na equação 3.25;
- k_1 = razão da tensão média para a tensão de compressão máxima na viga;
- k_2 = razão da altura da resultante de compressão para a altura da linha neutra;
- k_3 = razão da tensão máxima in situ para a tensão máxima correspondente ao cilindro carregado;
- k_1 = coeficiente que relata a pressão de confinamento para o ganho de resistência, definido na equação 3.16;
- k_2 = coeficiente que reflete a eficiência da armadura de confinamento definido pela equação 3.18;
- k_3 = coeficiente que reflete o efeito da resistência do concreto, definido pela equação 3.23;
- k_4 = coeficiente que reflete o efeito da resistência da armadura transversal, definido pela equação 3.24;
- m = número de pernas dos estribos na direção y;
- M = momento;
- M_n = momento nominal;
- n = número de pernas dos estribos na direção x;

P	= carga axial;
P_n	= carga axial nominal;
q	= número de pernas dos estribos que cortam o lado do núcleo pelo qual a pressão lateral f_l está sendo calculada;
r	= raio modular definido na equação 3.12;
s	= espaçamento da armadura transversal;
s_l	= espaçamento da armadura longitudinal lateralmente suportada pelo estribo;
w_c	= peso unitário seco;
α	= ângulo entre a perna da armadura transversal e o lado cortado pela mesma;
α_l	= a intensidade da tensão do bloco de tensões;
β_l	= a razão da altura do bloco para a altura da linha neutra;
δ_c	= fluência específica;
ϵ_0	= deformação correspondente à tensão máxima no concreto;
ϵ_l	= deformação correspondente à tensão máxima no concreto confinado;
ϵ_{85}	= deformação correspondente a 85% da tensão máxima no concreto confinado no trecho descendente;
ϵ_{0l}	= deformação correspondente à tensão máxima no concreto não confinado;
ϵ_{085}	= deformação correspondente a 85% da tensão máxima no concreto não confinado no trecho descendente;
ϵ_{cu}	= deformação última na face externa de compressão;
λ	= fator deduzido a partir da razão volumétrica de aço lateral;
ρ_c	= taxa de armadura transversal total nas duas direções definida pela equação 3.26.
ρ_s, ρ_c	= taxa volumétrica mínima de armadura em espiral

Apêndice B – Programa PILAR

```
C
C *****
C PROGRAMA PARA CALCULO DE PILARES CURTOS EM CAR
C *****
C
C REGINA CÉLIA MACIEL FRANÇA
C
C Este programa destina-se ao cálculo da capacidade de pilares curtos
C em CAR utilizando dois modelos de confinamentos :
C         FAFITIS & SHAH MODIFICADO     E     RAZVI & SAATCIOGLU
C
C *****
C INICIO DO PROGRAMA
C
C PROGRAM PILARES
C
C DECLARACAO DE VARIAVEIS
C
C   REAL L, REC, FC, DL, FYL, DT, FYT, ESS, S, K1, K3, K2, K4, LA1, KN, KR, K, MN, MR, M,
+     ARE, ANU, F1, F2, RO, KD, AN, ECM, PAPLIC, PAVISO1, PAVISO2,
+     AC, CC, CNC, PPOS, POS, PR1, PR2, PN1, PN2, PT1, PT2, PACO, MMAX1, MMAX2,
+     SM1, SMPN1, SMPR1, SM2, SMPN2, SMPR2
C   INTEGER CONF, SECAO, NB, I, IM
C   PARAMETER (ECULT=0.03, FSU=714, N=1200)
C   DIMENSION PR1 (N), PR2 (N), PN1 (N), PN2 (N), PACO (N), PT1 (N),
+     PT2 (N), AC (N), CC (N), CNC (N), MMAX1 (N), MMAX2 (N),
+     PAPLIC (N), PPOS (10), POS (10)
C
C   ABERTURA DE ARQUIVOS
C
C   CALL OPENFILES
C
C   LEITURA DOS DADOS DE ENTRADA
C
C   DEFINIÇÕES
C   L=dimensão do pilar
C   REC=espessura do recobrimento
C   FC=resistência característica do concreto
C   ECC=módulo de elasticidade do concreto
C   FYT,FYL=resistência de escoamento do aço transversal e longitudinal
C   EST,ESS=módulo de elasticidade do aço transversal e longitudinal
C   NB=número de barras longitudinais
C   DT,DL=diâmetro da barra transversal e longitudinal
C   S=espaçamento entre estribos
C   CONF=configuração de estribos
C
C   READ (5, *) SECAO, L, REC, FC, FYT, FYL, ESS, EST, NB, DT, DL, S, CONF
C   ECC=3320*SQRT (FC)+6900
5   IF (SECAO.EQ.1)
$THEN
    WRITE (6, *) 'SEÇÃO CIRCULAR'
  ELSE
    WRITE (6, *) 'SEÇÃO QUADRADA'
  ENDIF
  WRITE (6, *) 'L REC=', L, REC
  WRITE (6, *) 'Fc, Ec=', FC, ECC
  WRITE (6, *) 'DT FYT S=', DT, FYT, S
10  WRITE (6, *) 'DL FYL=', DL, FYL
    WRITE (6, *) 'Es, EsT=', ESS, EST
    WRITE (6, *) 'NB CONF=', NB, CONF
```

```

*
C   DEFINICOES
C   *****
C   SECAO 1=seção circular
C   SECAO 2=seção quadrada
C   AST=área de uma barra transversal
C   ASL=área de uma barra longitudinal
C   BC=dimensão do núcleo confinado medido de centro a centro do estribo
C   DE=dimensão do núcleo confinado medido das extremidades do estribo
C   ASTOT=área total de armadura longitudinal
C   SL=espaçamento entre as barras longitudinais
C
C   DT=0.1*DT
C   DL=0.1*DL
C   BC=L-2*REC-DT
C   DE=L-2*REC
C   AST=3.1416*DT*DT/4
C
C   ASL=3.1416*DL*DL/4
C   ASTOT=NB*ASL
C   SL=4*(BC-DT-DL)/NB
C
C   CURVA TENSAO-DEF A PARA O ACO LONGITUDINAL
C
C   EYA=FYL/ESS
C   ESH=0.015
C   ESU=0.15
C   R=ESU-ESH
C   M=((FSU/FYL)*((30*R+1)**2)-60*R-1)/(15*R*R)
C
C   CÁLCULO DAS PRESSÕES DE CONFINAMENTO PARA SECÃO CIRCULAR E QUADRADA
C
C   IF (SECAO.EQ.1)
C   $THEN
C       CALL CIRCULAR (AST, FYT, S, BC, L, EST, FC, F1, F2, ARE, ANU, RO, K2,
C   +               AG)
C   ELSE
C       IF (SECAO.EQ.2)
C
C   $ THEN
C       CALL QUADRADA (BC, S, SL, AST, EST, FC, FYT, L, CONF, F1, F2,
C   +               ARE, ANU, RO, K2, AG)
C   ENDIF
C   ENDIF
C
C   *****
C   CÁLCULO DAS VARIÁVEIS PARA O MODELO DE CONFINAMENTO 1
C   DE FAFITIS & SHAH
C
C   FC1=FC/0.006895
C   ECC1=4730*SQRT(FC)/0.006895
C   ESS1=ESS/0.006895
C   F11=F1/0.006895
C   CF=1-(S/DE)
C   FE=CF*F11
C
C   VARIÁVEIS DO NÚCLEO
C
C   FON1=FC1+(1.15+3048/FC1)*FE
C   EON1=1.027E-7*FC1+0.0296*FE/FC1+0.00195
C   AN=ECC1*EON1/FON1
C   LA1=1+(25*FE/FC1)*(1-EXP((-FC1/6500)**9))
C   KN=0.17*FC1*EXP(-0.01*FE/LA1)

```

```

WRITE (6, *) 'FON1, EON1=', FON1, EON1
C
C VARIÁVEIS DO RECOBRIMENTO
C
FOR1=FC1
EOR1=1.027E-7*FC1+0.00195
AR=(ECC1*EOR1)/FOR1
KR=0.17*FC1
*
C *****
C CÁLCULO DAS VARIÁVEIS PARA O MODELO DE CONFINAMENTO 2
C RAZVI & SAATCIOBLU
C
K1=6.7*(F2**(-.17))
K3=40/(0.85*FC)
*
IF(K3.GE.1.0)
$THEN
K3=1.0
ENDIF
*
K4=FYT/500.
IF(K4.LE.1.0)
$THEN
K4=1.0
ENDIF
C
C VARIÁVEIS DO RECOBRIMENTO
C
FOR2=0.85*FC
K=K1*F2/FOR2
EOR2=0.0028-0.0008*K3
EOR85=EOR2+0.0018*(K3**2)
C
C VARIÁVEIS DO NÚCLEO
C
EON2=EOR2*(1+5*K3*K)
EON85=260*K3*RO*EON2*(1+0.5*K2*(K4-1))+EOR85
FON2=0.85*FC+K1*F2
*
ESEC=FON2/EON2
ESECR=FOR2/EOR2
R1=ECC/(ECC-ESEC)
R2=ECC/(ECC-ESECR)
MR=0.15*FOR2/(EOR85-EOR2)
MN=0.15*FON2/(EON85-EON2)
E20=EON2+0.8*(EON85-EON2)/0.15
C
C *****
C CÁLCULO DE PILAR CARREGADO AXIALMENTE
C DEFINIÇÕES
C EC=deformação no concreto
C ES=deformação no aço longitudinal
C VEC=incremento de deformação
C PMAX=carga axial máxima
C PN=carga devido a contribuição do núcleo
C PR=carga devido a contribuição do recobrimento
C PT=carga devido a contribuição da armadura longitudinal
C
EC=0.0
ES=0.0
VEC=1E-4
PMAX1=0.0

```

```

      PMAX2=0.0
      WRITE(6,*) 'PILAR CARREGADO AXIALMENTE'
      WRITE(6,*) 'MODELO1 FAFITIS & SHAH   MODELO2 RAZVI & SAATCIOGLU'
      WRITE(6,*) ' EC   Açõ   F&S-R   F&S-N   F&S-Tot   R&S-R   R&S-N   R&S-T
+ot'
*
100  DO 123 I=1,95
      IF (EC.GT.0.005)
$    THEN
      VEC=1E-3
      ENDIF
C
C    CÁLCULO DAS TENSÕES
C
      CALL NUCLEO1 (EC,EON1,FON1,AN,KN, FN1)
      CALL RECOBR1 (EC,EOR1,FOR1,AR,KR, FR1)
      CALL NUCLEO2 (EC,EON2,FON2,R1,E20,MN, FN2)
      CALL RECOBR2 (EC,EOR2,FOR2,R2,FR2,MR)
      CALL ARMLONG (ES,EYA,ESS,ESH,FYL,M,FS,R)
C
C    CÁLCULO DAS CARGAS
C
      PR1(I)=FR1*ARE*0.0006895
      PR2(I)=FR2*ARE*0.1
      PN1(I)=FN1*(ANU-ASTOT)*0.0006895
      PN2(I)=FN2*(ANU-ASTOT)*0.1
      PACO(I)=FS*ASTOT*0.1
      PT1(I)=PR1(I)+PN1(I)+PACO(I)
      PT2(I)=PR2(I)+PN2(I)+PACO(I)
C
C    CÁLCULO DO VALOR DE P MÁXIMO PARA O MODELO F&S
C
      IF (PMAX1.LE.PT1(I))
$    THEN
      PMAX1=PT1(I)
      ENDIF
C
C    CÁLCULO DO VALOR DE P MÁXIMO PARA O MODELO R&S
C
      IF (PMAX2.LE.PT2(I))
$    THEN
      PMAX2=PT2(I)
      ENDIF
*
      WRITE(6,120) EC,PACO(I),PR1(I),PN1(I),PT1(I),PR2(I),PN2(I),PT2(I)
120  FORMAT(F6.4,1X,F6.1,1X,F6.1,1X,F6.1,1X,F7.1,1X,F6.1,1X,F6.1,1X,
+      F7.1)
*
      EC=EC+VEC
      ES=ES+VEC
123  CONTINUE
      WRITE(6,*) 'PMAX1 PMAX2'
      WRITE(6,125) PMAX1,PMAX2
125  FORMAT(F7.1,1X,F7.1)
      WRITE(6,*) '*****'
      GO TO 185
C
C    *****
C    DISCRETIZAÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL EM FATIAS
C
      VAR=espessura da fatia
C
      VAR=L/N

```



```

        IF (SECAO.EQ.2)
$THEN
    CALL AREACONF (CONF,REC,DT,DL,SL,VAR,L,ASL,AC,CC,CNC,POS)
ELSE
    CALL AREACIRC (NB,REC,DT,DL,L,VAR,ASL,AC,CC,CNC,POS,NP)
ENDIF
C
C
*****
C    CALCULO DE PILAR COM CARREGAMENTO COMBINADO
C
C    DEFINIÇÕES
C    IM=contador para os valores de P
C    PREF=carga de referência
C    PAPLIC=carga aplicada
C    DPMAX=intervalo entre cargas aplicadas
C    MMAX=momento máximo para uma dada carga P
C
    IM=2
    PREF=0.85*FC*AG*0.1
    PAPLIC(IM)=PREF
    DPMAX=PREF/10.
*
162  IF (PAPLIC(IM).GE.-1)
$THEN
    WRITE(*,*)IM
163  CALL MOMCURV1 (ECM,L,VAR,CC,CNC,PR1,PN1,PT1,KN,KR,
+              EON1,FON1,AN,FN1,EOR1,FOR1,AR,FR1,POS,EYA,
+              ESS,ESH,KD,FYL,M,R,ASL,FS,ES,PAPLIC,PPOS,
+              PCALCUL1,SM1,SMPN1,SMPR1,CONF,MMAX1,IM,
+              PAVISO1,SECAO,NP)
    CALL MOMCURV2 (ECM,L,VAR,CC,CNC,EON2,FON2,R1,
+              E20,MN,FN2,EOR2,FOR2,FR2,MR,PR2,PT2,PN2,POS,
+              EYA,ESS,ESH,KD,FYL,M,R,ASL,FS,ES,PAPLIC,
+              PPOS,PCALCUL2,SM2,SMPN2,SMPR2,CONF,MMAX2,IM,
+              PAVISO2,SECAO,NP,R2)
    IM=IM+1
    PAPLIC(IM)=PAPLIC(IM-1)-DPMAX
    GO TO 162
ENDIF
WRITE(6,*)'*****'
WRITE(6,*)'IM MMAX1 PAPLIC1 MMAX2 PAPLIC2 '
*
    IM=1
    MMAX1(IM)=0.
    MMAX2(IM)=0.
    WRITE(6,170)IM,MMAX1(IM),PMAX1,MMAX2(IM),PMAX2
    DO 180 IM=2,12
    WRITE(6,170)IM,MMAX1(IM),PAPLIC(IM),MMAX2(IM),PAPLIC(IM)
170  FORMAT(' ',I3,1X,F7.1,1X,F7.1,1X,F7.1, 1X,F7.1)
180  CONTINUE
*
185  STOP
    END
C    *****
C    SUB-ROTINA PARA ABERTURA DE ARQUIVOS DE ENTRADA E SAIDA
C
C    SUBROUTINE OPENFILES
C    OPEN(5,FILE='DADOS.DAT')
C    OPEN(6,FILE='SOLUCAO.OUT')
C    RETURN
C    END
C    *****

```

```

C     SUB-ROTINA PARA CALCULO DA PRESSÃO DE CONFINAMENTO-SEÇÃO CIRCULAR
C
C     SUBROUTINE CIRCULAR (AST, FYT, S, BC, L, EST, FC, F1, F2, ARE, ANU,
+     RO, K2, AG)
C     REAL AST, FYT, S, BC, L, EST, K2, F1, RO, ANU, ARE, FST, F2, AG, FYT1
C
C     DEFINIÇÕES
C     F1=tensão de confinamento para o modelo de F&S
C     F2=tensão de confinamento para o modelo de R&S
C     ANU=área de núcleo
C     ARE=área de recobrimento
C     AG=área total do pilar
*
      IF (FC.LE.89.6)
$THEN
      IF (FYT.GT.482.7)
$ THEN
          FYT1=482.7
      ELSE
          FYT1=FYT
      ENDIF
      ELSE
      IF (FYT.GT.413.7)
$ THEN
          FYT1=413.7
      ELSE
          FYT1=FYT
      ENDIF
      ENDIF
      WRITE (6, *) 'FYT1=', FYT1
*
      K2=1.0
      F1=2*AST*FYT1/(S*BC)
      RO=2*AST/(S*BC)
      ANU=3.141592*(BC**2)/4
      AG=3.141592*L*L/4
      ARE=AG-ANU
      CALL PLATERAL (K2, EST, RO, FC, FST, FYT)
      F2=2*AST*FST/(S*BC)
      RETURN
      END

```

```

C
C     *****
C     SUB-ROTINA PARA CALCULO DA PRESSÃO DE CONFINAMENTO-SEÇÃO QUADRADA
C
C     SUBROUTINE QUADRADA (BC, S, SL, AST, EST, FC, FYT, L, CONF, F1,
+     F2, ARE, ANU, RO, K2, AG)
C     REAL BC, S, SL, AST, EST, FC, FYT, L, LA, RO, FST, F1, F2, K2, ARE, ANU, AG, FYT1
*
      INTEGER CONF
*
      IF (FC.LE.89.6)
$THEN
      IF (FYT.GT.482.7)
$ THEN
          FYT1=482.7
      ELSE
          FYT1=FYT
      ENDIF
      ELSE
      IF (FYT.GT.413.7)
$ THEN
          FYT1=413.7

```

```

ELSE
  FYT1=FYT
ENDIF
ENDIF
WRITE (6, *) 'FYT1=', FYT1
*
K2=0.15*SQRT(BC*BC/(S*SL))

IF (K2.GE.1.0)
$THEN
  K2=1.0
ENDIF
C
C  CÁLCULO DA PRESSÃO DE CONFINAMENTO PARA A CONFIGURAÇÃO 1
C
IF (CONF.EQ.1)
$THEN
  LA=3.414
  RO=2*AST/(S*BC)
  CALL PLATERAL (K2, EST, RO, FC, FST, FYT)

  FL=3.414*AST*FST/(S*BC)
ELSE
C
C  CÁLCULO DA PRESSÃO DE CONFINAMENTO PARA A CONFIGURAÇÃO 2
C
IF (CONF.EQ.2)
$ THEN
  LA=4.665
  RO=4*AST/(S*BC)
  CALL PLATERAL (K2, EST, RO, FC, FST, FYT)
  FL=4*AST*FST/(S*BC)
ELSE
C
C  CÁLCULO DA PRESSÃO DE CONFINAMENTO PARA A CONFIGURAÇÃO 3
C
IF (CONF.EQ.3)
$ THEN
  LA=6.414
  RO=4*AST/(S*BC)
  CALL PLATERAL (K2, EST, RO, FC, FST, FYT)
  FL=5.414*AST*FST/(S*BC)
ELSE
C
C  CÁLCULO DA PRESSÃO DE CONFINAMENTO PARA A CONFIGURAÇÃO 4
C
IF (CONF.EQ.4)
$ THEN
  LA=3.610
  RO=2*AST/(S*BC)
  CALL PLATERAL (K2, EST, RO, FC, FST, FYT)
  FL=3.414*AST*FST/(S*BC)
ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF
*
F1=(LA*AST*FYT1)/(BC*S)
F2=K2*FL
WRITE (6, *) 'F1, FL=', F1, FL
WRITE (6, *) 'F2=', F2
ANU=BC**2
AG=L*L

```

```

ARE=AG-ANU
RETURN
END
C *****
C SUB-ROTINA PARA CALCULO DA PRESSÃO LATERAL PARA O MODELO DE R&S
C
SUBROUTINE PLATERAL (K2,EST,RO,FC,FST,FYT)
REAL K2,EST,RO,FC,FST,FYT
FST=EST*(0.0025+0.04*((K2*RO/(0.85*FC))**(1./3.)))
*
IF (FST.GE.FYT)
$THEN
FST=FYT
ENDIF
WRITE(6,*) 'FST=',FST
*
RETURN
END
C *****
C SUB-ROTINA PARA CALCULO DA TENSÃO NO NÚCLEO EM UMA DEFORMAÇÃO
C MODELO DE FAFITIS & SHAH
C
SUBROUTINE NUCLEO1 (EC,EON1,FON1,AN,KN,FN1)
REAL EC,EON1,FON1,AN,KN,FN1
C
C DEFINIÇÕES
C FN1=tensão no núcleo
C
IF(EC.LE.EON1)
$ THEN
FN1=FON1*(1-(1-EC/EON1)**AN)
ELSE
FN1=FON1*EXP(-KN*(EC-EON1)**1.15)
ENDIF
RETURN
END
C *****
C SUB-ROTINA PARA CALCULO DA TENSÃO NO RECOBRIMENTO EM UMA DEFORMAÇÃO
C MODELO DE FAFITIS & SHAH
C
SUBROUTINE RECOBR1 (EC,EOR1,FOR1,AR,KR,FR1)
REAL EC,EOR1,FOR1,AR,KR,FR1
C
C DEFINIÇÕES
C FR1=tensão no recobrimento
C
IF(EC.LE.EOR1)
$THEN
FR1=FOR1*(1-(1-EC/EOR1)**AR)
ELSE
FR1=FOR1*EXP(-KR*(EC-EOR1)**1.15)
ENDIF
RETURN
END
C *****
C SUB-ROTINA PARA CALCULO DA TENSÃO NO NÚCLEO EM UMA DEFORMAÇÃO
C MODELO DE RAZVI & SAATCIOGLU
C
SUBROUTINE NUCLEO2 (EC,EON2,FON2,R1,E20,MN,FN2)
REAL EC,EON2,FON2,R1,E20,MN,FN2
C
C DEFINIÇÕES
C FN2=tensão no núcleo

```

```

C
  IF (EC.LE.EON2)
$THEN
  FN2=(FON2*R1*(EC/EON2))/(R1-1+(EC/EON2)**R1)
  ELSE
    IF (EC.GE.E20)
$ THEN
    FN2=0.2*FON2
    ELSE
      FN2=FON2-MN*(EC-EON2)
    ENDIF
  ENDIF
  RETURN
  END
C
*****
C
SUB-ROTINA PARA CALCULO DA TENSÃO NO RECOBRIMENTO EM UMA DEFORMAÇÃO
C
MODELO DE RAZVI & SAATCIOGLU
C
SUBROUTINE RECOBR2 (EC,EOR2,FOR2,R2,FR2,MR)
REAL EC,EOR2,FOR2,R2,FR2,MR
C
DEFINIÇÕES
C
FR2=tensão no recobrimento
C
  IF (EC.LE.EOR2)
$THEN
  FR2=(FOR2*R2*(EC/EOR2))/(R2-1+(EC/EOR2)**R2)
  ELSE
    FR2=FOR2-MR*(EC-EOR2)
    IF (FR2.LE.0)
$ THEN
    FR2=0.
    ENDIF
  ENDIF
  RETURN
  END
C
*****
C
SUB-ROTINA PARA CALCULO DA TENSÃO NA ARMADURA LONGITUDINAL
C
SUBROUTINE ARMLONG (ES,EYA,ESS,ESH,FYL,M,FS,R)
REAL ES,EYA,ESS,ESH,FYL,M,FS,R
*
  IF (ES.LE.EYA)
$THEN
  FS=ESS*ES
  ELSE
    IF (ES.LE.ESH)
$ THEN
    FS=FYL
    ELSE
      A=(M*(ES-ESH)+2)/(60*(ES-ESH)+2)
      B=(ES-ESH)*(60-M)/(2*(30*R+1)**2)
      FS=FYL*(A+B)
    ENDIF
  ENDIF
  RETURN
  END
C
*****
C
SUB- ROTINA PARA CALCULO DE AREA TIPO 1
C
SUBROUTINE AREATIPO1 (I,L,REC1,VAR,AC,CC,CNC)
REAL L,REC1,VAR
INTEGER I

```

```

DIMENSION AC (I) , CC (I) , CNC (I)
*
CC (I) = (L-2*REC1) *VAR-AC (I)
CNC (I) =VAR*2*REC1
RETURN
END
C *****
C SUB- ROTINA PARA CALCULO DE AREA TIPO 1A
C
SUBROUTINE AREATIPO1A (I, L, REC, REC1, VAR, AC, CC, CNC, J)
REAL L, REC, REC1, VAR, J
INTEGER I
DIMENSION AC (I) , CC (I) , CNC (I)
*
CC (I) = (L-2*REC1) * (L-REC-J+VAR) -AC (I)
CNC (I) = (L-REC-J+VAR) * (2*REC1) + (J-L+REC) *L
RETURN
END
* *****
C SUB-ROTINA PARA DISCRETIZAÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL EM FATIAS
C SEÇÃO QUADRADA - CONFIGURAÇÃO 1, 2, 3 e 4
C
SUBROUTINE AREACONF (CONF, REC, DT, DL, SL, VAR, L, ASL, AC, CC, CNC, POS)
REAL REC, DT, DL, SL, VAR, L, ASL, J, REC1
INTEGER I, CONF, N
PARAMETER (M=1200)
DIMENSION AC (M) , CC (M) , CNC (M) , POS (10)
C
C DEFINIÇÕES
C J=altura na seção
C I=número da fatia
C N=número de posições da armadura longitudinal
C POS(N)=posição da armadura longitudinal
C POSA=posição anterior a j
C CC(I)=área de concreto confinado da fatia i
C CNC(I)=área de concreto não confinado da fatia i
C AC(I)=área de aço da fatia i
C
J=0.
DO 20 N=1, 5
5 IF (N.EQ.1)
$ THEN
POS (N) =REC+DT+DL/2
ELSE
IF (N.LE.3)
$ THEN
POS (N) =POS (N-1) +SL
ELSE
IF (N.EQ.4)
$ THEN
IF (CONF.NE.1)
$ THEN
POS (N) =POS (N-1) +SL
ELSE
POS (N) =0.
ENDIF
ELSE
IF (N.EQ.5)
$ THEN
IF (CONF.EQ. 3)
$ THEN
POS (N) =POS (N-1) +SL
ELSE

```

```

        POS (N) =0 .
    ENDIF
    ENDIF
    ENDIF
    ENDIF
20  CONTINUE
*
    N=1
    REC1=REC+DT/2
25  DO 150 I=1,M
        J=J+VAR
        POSA=J-VAR
        IF (J.LE.REC)
$   THEN
            CNC (I) =L*VAR
            CC (I) =0
            AC (I) =0
        ELSE
30     IF (J.LE.POS (N) )
$   THEN
            AC (I) =0
            IF (POSA.LE.REC)
$   THEN
                CC (I) = (J-REC) * (L-2*REC1)
                CNC (I) = (J-REC) *2*REC1+ (VAR-J+REC) *L
            ELSE
                CALL AREATIPO1 ( I , L , REC1 , VAR , AC , CC , CNC )
            ENDIF
        ELSE
40     IF (POSA.LE.POS (N) )
$   THEN
            IF (CONF.EQ.1)
$   THEN
                AC (I) =3*ASL
            ELSE
                IF (CONF.EQ.3)
$   THEN
                    AC (I) =5*ASL
                ELSE
                    AC (I) =4*ASL
                ENDIF
            ENDIF
            CALL AREATIPO1 ( I , L , REC1 , VAR , AC , CC , CNC )
        ELSE
50     IF (J.LE.POS (N+1) )
$   THEN
            AC (I) =0
            CALL AREATIPO1 ( I , L , REC1 , VAR , AC , CC , CNC )
        ELSE
            IF (POSA.LE.POS (N+1) )
$   THEN
                AC (I) =2*ASL
                CALL AREATIPO1 ( I , L , REC1 , VAR , AC , CC , CNC )
            ELSE
                IF (J.LE.POS (N+2) )
$   THEN
                    AC (I) =0
                    CALL AREATIPO1 ( I , L , REC1 , VAR , AC , CC , CNC )
                ELSE
60     IF (CONF.EQ.1)
$   THEN
                    IF (POSA.LE.POS (N+2) )

```

```

$      THEN
$      IF (J.LE.(L-REC))
$      THEN
$      AC(I)=3*ASL
$      CALL AREATIPO1 (I,L,REC1,VAR,AC,CC,CNC)
$      ELSE
$      AC(I)=3*ASL
$      CALL AREATIPO1A (I,L,REC,REC1,VAR,AC,CC,CNC,J)
$      ENDIF
70  ELSE
$      IF (J.LE.(L-REC))
$      THEN
$      AC(I)=0
$      CALL AREATIPO1 (I,L,REC1,VAR,AC,CC,CNC)
$      ELSE
$      AC(I)=0
$      IF (POSA.LE.(L-REC))
$      THEN
$      CALL AREATIPO1A (I,L,REC,REC1,VAR,AC,CC,CNC,J)
$      ELSE
$      CC(I)=0
$      CNC(I)=L*VAR
$      ENDIF
$      ENDIF
$      ENDIF
$      ENDIF

80  ELSE
$      IF (CONF.EQ.3)
$      THEN
$      IF (POSA.LE.POS(N+2))
$      THEN
$      AC(I)=2*ASL
$      CALL AREATIPO1 (I,L,REC1,VAR,AC,CC,CNC)
$      ELSE
$      IF (J.LE.POS(N+3))
$      THEN
$      AC(I)=0
$      CALL AREATIPO1 (I,L,REC1,VAR,AC,CC,CNC)
90  ELSE
$      IF (POSA.LE.POS(N+3))
$      THEN
$      AC(I)=2*ASL
$      CALL AREATIPO1 (I,L,REC1,VAR,AC,CC,CNC)
$      ELSE
$      IF (J.LE.POS(N+4))
$      THEN
$      AC(I)=0
$      CALL AREATIPO1 (I,L,REC1,VAR,AC,CC,CNC)
$      ELSE
$      IF (POSA.LE.POS(N+4))
$      THEN
100 $      IF (J.LE.(L-REC))
$      THEN
$      AC(I)=5*ASL
$      CALL AREATIPO1 (I,L,REC1,VAR,AC,CC,CNC)
$      ELSE
$      AC(I)=5*ASL
$      CALL AREATIPO1A (I,L,REC,REC1,VAR,AC,CC,CNC,J)
$      ENDIF
105 $      ELSE
$      IF (J.LE.(L-REC))
$      THEN
$      AC(I)=0

```



```

150 CONTINUE
    RETURN
    END
C
C
*****
C SUB-ROTINA PARA CALCULO DA TENSÃO MEDIA E DO MOMENTO NAS FATIAS DA
SEÇÃO
C TRANSVERSAL - MODELO FAFITIS & SHAH
C
SUBROUTINE A1 (ECM, L, VAR, CC, CNC, PR1, PN1, PT1, KN, KR, EON1,
+ FON1, AN, FN1, EOR1, FOR1, AR, FR1, POS, EYA, ESS, ESH, KD,
+ FYL, M, R, ASL, FS, ES, PAPLIC, PPOS, PCALCUL1, SM1, SMPN1,
+ SMPR1, CONF, IM, PAVISO1, SECAO, NP, DKD)
REAL ECM, L, VAR, J, KD, EC, CC, CNC, KN, KR, EON1, FON1, AN, FN1,
+ EOR1, FOR1, AR, FR1, POS, EYA, ESS, ESH, FYL, M, R, ASL, FS, ES, PCALCUL1,
+ PAPLIC, PPOS, ALCA, SACO, PAVISO1, PR1, PN1, PT1, M1, MPN1, MPR1, SM1,
+ SMPN1, SMPR1, DKD
INTEGER I, CONF, IM, SECAO, NP
PARAMETER (W=1200)
DIMENSION PR1 (W), PN1 (W), PT1 (W), CC (W), CNC (W),
+ M1 (W), MPN1 (W), MPR1 (W), PAPLIC (W), POS (10), PPOS (10)

C DEFINIÇÕES
C
C M1(I)=momento total da fatia i em relação ao centroide no modelo 1
C MPN1(I)=momento do núcleo da fatia i em relação ao centroide no
modelo 1
C MPR1(I)=momento do recobrimento da fatia i em relação ao centroide no
modelo 1
C SM1=somatória total dos momentos no concreto no modelo 1
C SMPN1=somatória dos momentos no núcleo no modelo 1
C SMPR1=somatória dos momentos no recobrimento no modelo 1
C SOMACON1=somatória das forças no concreto pelo modelo 1
C SACO=somatória das forças no aço
C PCALCUL1=soma das forças no concreto e aço
C KD=altura da linha neutra
5 I=0
SOMACON1=0.
SM1=0.
SMPN1=0.
SMPR1=0.
SACO=0.

C
C CÁLCULO DAS POSIÇÕES E FORÇAS NA ARMADURA LONGITUDINAL
C
10 IF (SECAO.EQ.2)
$THEN
CALL PARMALONQ (KD, POS, ASL, FS, ECM, ES, EYA, ESS, ESH, FYL, M, R, PPOS,
+ CONF, SACO)
ELSE
CALL PARMALONC (KD, POS, ASL, FS, ECM, ES, EYA, ESS, ESH, FYL, M, R,
+ PPOS, NP, SACO)
ENDIF
*
15 IF (KD.GE.(3*L))
$ THEN
PAVISO1=0.
GO TO 70
ELSE
DO 50 J=VAR, KD, VAR
C
C CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES MÉDIAS NAS FATIAS

```

```

C
    PAVISO1=1.
    I=I+1
20  IF (J.LE.L)
    $ THEN
        IF (I.EQ.1)
    $ THEN
        EC=(ECM*(2*KD-J))/(2*KD)
        ELSE
        EC=(ECM*(2*KD-2*J+VAR))/(2*KD)
        ENDIF
C
C    CALCULO DAS FORÇAS NAS FATIAS
C
30  CALL NUCLEO1 (EC,EON1,FON1,AN,KN, FN1)
    PN1(I)=FN1*CC(I)*0.0006895
    CALL RECOBR1 (EC,EOR1,FOR1,AR,KR, FR1)
    PR1(I)=FR1*CNC(I)*0.0006895
    PT1(I)=PR1(I)+PN1(I)
    SOMACON1=SOMACON1+PT1(I)
C
C    CALCULO DOS MOMENTOS NAS FATIAS EM RELAÇÃO AO CENTROIDE
C
40  M1(I)=PT1(I)*(L/2-(J-(VAR/2)))*0.01
    MPN1(I)=PN1(I)*(L/2-(J-(VAR/2)))*0.01
    MPR1(I)=PR1(I)*(L/2-(J-(VAR/2)))*0.01
C
C    SOMATORIA DOS MOMENTOS
C
    SM1=SM1+M1(I)
    SMPN1=SMPN1+MPN1(I)
    SMPR1=SMPR1+MPR1(I)
    ELSE
    GO TO 55
    ENDIF
*
50  CONTINUE
    ENDIF
*
55  PCALCUL1=SOMACON1+SACO
C
C    DISPOSITIVO PARA VERIFICAR SE O VALOR ENCONTRADO DE P CALCULADO ESTÁ
C    DENTRO DA TOLERÂNCIA
C
60  IF (PAPLIC(IM).EQ.0)
    $THEN
        IF (PCALCUL1.LE.0.01)
    $ THEN
        GO TO 70
        ELSE
        KD=KD-DKD
        GO TO 5
        ENDIF
    ELSE
    ALCA=PAPLIC(IM)*0.01
    TOLER1=ABS(PAPLIC(IM)-PCALCUL1)
65  IF (TOLER1.GE.ALCA)
    $ THEN
        KD=KD+DKD
        GO TO 5
        ENDIF
    ENDIF

```

```

*
70  RETURN
    END
C
C
*****
C  SUB-ROTINA PARA CALCULO DA TENSÃO MEDIA E DO MOMENTO NAS FATIAS DA
SEÇÃO
C  TRANSVERSAL - MODELO RAZVI & SAATCIOGLU
C
    SUBROUTINE A2 (ECM, L, VAR, CC, CNC, EON2, FON2, R1, E20, MN,
+                FN2, EOR2, FOR2, FR2, MR, PR2, PT2, PN2, POS, EYA, ESS, ESH, KD,
+                FYL, M, R, ASL, FS, ES, PAPLIC, PPOS, PCALCUL2, SM2, SMPN2,
+                SMPR2, CONF, IM, PAVISO2, SECAO, NP, DKD, R2)
    REAL ECM, L, VAR, J, KD, EC, CC, CNC, EON2, FON2, R1, E20, MN,
+      FN2, EOR2, FOR2, FR2, MR, POS, EYA, ESS, ESH, FYL, M, R, ASL, FS, ES,
+      PAPLIC, PPOS, ALCA, PCALCUL2, SACO, PAVISO2, PR2, PT2, PN2, M2, MPN2,
+      MPR2, SM2, SMPN2, SMPR2, DKD, R2
    INTEGER I, CONF, IM, SECAO, NP
    PARAMETER (W=1200)
    DIMENSION PR2 (W), PN2 (W), PT2 (W), CC (W), CNC (W),
+      MPN2 (W), M2 (W), MPR2 (W), PAPLIC (W), POS (10), PPOS (10)
C
C  DEFINIÇÕES
C
C  M2(I)=momento total da fatia i em relação ao centroide no modelo 2
C  MPN2(I)=momento do núcleo da fatia i em relação ao centroide no
modelo 2
C  MPR2(I)=momento do recobrimento da fatia i em relação ao centroide no
modelo 2
C  SM2=somatória total dos momentos no concreto no modelo 2
C  SMPN2=somatória dos momentos no núcleo no modelo 2
C  SMPR2=somatória dos momentos no recobrimento no modelo 2
C  SOMACON2=somatória das forças no concreto pelo modelo 2
C  SACO=somatória das forças no aço
C  PCALCUL2=soma das forças no concreto e aço
C  KD=altura da linha neutra
C
5  I=0
    SOMACON2=0.
    SM2=0.
    SMPN2=0.
    SMPR2=0.
    SACO=0.
C
C  CÁLCULO DAS POSIÇÕES E FORÇAS NA ARMADURA LONGITUDINAL
C
10  IF (SECAO.EQ.2)
    $THEN
        CALL PARMALONQ (KD, POS, ASL, FS, ECM, ES, EYA, ESS, ESH, FYL, M, R, PPOS,
+                    CONF, SACO)
    ELSE
        CALL PARMALONC (KD, POS, ASL, FS, ECM, ES, EYA, ESS, ESH, FYL, M, R,
+                    PPOS, NP, SACO)
    ENDIF
*
15  IF (KD.GE.(3*L))
    $ THEN
        PAVISO2=0.
        GO TO 70
    ELSE
        DO 50 J=VAR, KD, VAR
C

```

```

C      CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES MÉDIAS NAS FATIAS
C
      PAVISO2=1.
      I=I+1
20     IF (J.LE.L)
$     THEN
      IF (I.EQ.1)
$     THEN
      EC=(ECM*(2*KD-J))/(2*KD)
      ELSE
      EC=(ECM*(2*KD-2*J+VAR))/(2*KD)
      ENDIF
C
C      CALCULO DAS FORÇAS NAS FATIAS
C
30     CALL NUCLEO2 (EC,EON2,FON2,R1,E20,MN, FN2)
      PN2(I)=FN2*CC(I)*0.1
      CALL RECOBR2 (EC,EOR2, FOR2, R2, FR2, MR)
      PR2(I)=FR2*CNC(I)*0.1
      PT2(I)=PR2(I)+PN2(I)
      SOMACON2=SOMACON2+PT2(I)
C
C      CALCULO DOS MOMENTOS NAS FATIAS EM RELAÇÃO AO CENTROIDE
C
40     M2(I)=PT2(I)*(L/2-(J-(VAR/2)))*0.01
      MPN2(I)=PN2(I)*(L/2-(J-(VAR/2)))*0.01
      MPR2(I)=PR2(I)*(L/2-(J-(VAR/2)))*0.01
C
C      SOMATORIA DOS MOMENTOS
C
      SM2=SM2+M2(I)
      SMPN2=SMPN2+MPN2(I)
      SMPR2=SMPR2+MPR2(I)
      ELSE
      GO TO 55
      ENDIF
*
50     CONTINUE
      ENDIF
*
55     PCALCUL2=SOMACON2+SACO
C
C      DISPOSITIVO PARA VERIFICAR SE O VALOR ENCONTRADO DE P CALCULADO ESTÁ
C      DENTRO DA TOLERÂNCIA
C
60     IF (PAPLIC(IM).EQ.0)
$THEN
      IF (PCALCUL2.LE.0.01)
$ THEN
      GO TO 70
      ELSE
      KD=KD-DKD
      GO TO 5
      ENDIF
      ELSE
      ALCA=PAPLIC(IM)*0.01
      TOLER2=ABS(PAPLIC(IM)-PCALCUL2)
65     IF (TOLER2.GE.ALCA)
$ THEN
      KD=KD+DKD
      GO TO 5
      ENDIF

```

```

        ENDIF
*
70    RETURN
    END
C    *****
C    SUB-ROTINA PARA CALCULO DA DEFORMAÇÃO, TENSÃO E FORÇA NA ARMADURA
C    LONGITUDINAL PARA TODAS AS CONFIGURAÇÕES - SEÇÃO QUADRADA
C
    SUBROUTINE PARMALONQ (KD, POS, ASL, FS, ECM, ES, EYA, ESS, ESH, FYL, M, R,
+      PPOS, CONF, SACO)
    REAL KD, POS, ASL, FS, ECM, ES, EYA, ESS, ESH, FYL, M, R, PPOS, SACO
    INTEGER CONF
    DIMENSION POS (10), PPOS (10)
*
    SACO=0.
    N=1
    IF (KD.GE.POS (N))
$THEN
    ES=(ECM*(KD-POS (N)))/KD
    CALL ARMLONG (ES, EYA, ESS, ESH, FYL, M, FS, R)
    IF (CONF.EQ.1)
$ THEN
    PPOS (N)=3*ASL*FS*0.1
    ELSE
    IF (CONF.EQ.3)
$ THEN
    PPOS (N)=5*ASL*FS*0.1
    ELSE
    PPOS (N)=4*ASL*FS*0.1
    ENDIF
    ENDIF
    ELSE
    ES=(ECM*(POS (N)-KD))/KD
    CALL ARMLONG (ES, EYA, ESS, ESH, FYL, M, FS, R)
    IF (CONF.EQ.1)
$ THEN
    PPOS (N)=-3*ASL*FS*0.1
    ELSE
    IF (CONF.EQ.3)
$ THEN
    PPOS (N)=-5*ASL*FS*0.1
    ELSE
    PPOS (N)=-4*ASL*FS*0.1
    ENDIF
    ENDIF
    ENDIF
    ENDIF
    SACO=SACO+PPOS (N)
*
    IF (KD.GE.POS (N+1))
$THEN
    ES=(ECM*(KD-POS (N+1)))/KD
    CALL ARMLONG (ES, EYA, ESS, ESH, FYL, M, FS, R)
    PPOS (N+1)=2*ASL*FS*0.1
    ELSE
    ES=(ECM*(POS (N+1)-KD))/KD
    CALL ARMLONG (ES, EYA, ESS, ESH, FYL, M, FS, R)
    PPOS (N+1)=-2*ASL*FS*0.1
    ENDIF
    SACO=SACO+PPOS (N+1)
*
    IF (KD.GE.POS (N+2))
$THEN
    ES=(ECM*(KD-POS (N+2)))/KD

```

```

CALL ARMLONG (ES,EYA,ESS,ESH,FYL,M,FS,R)
IF (CONF.EQ.1)
$ THEN
  PPOS (N+2)=3*ASL*FS*0.1
ELSE
  PPOS (N+2)=2*ASL*FS*0.1
ENDIF
ELSE
ES=(ECM*(POS (N+2)-KD))/KD
CALL ARMLONG (ES,EYA,ESS,ESH,FYL,M,FS,R)
IF (CONF.EQ.1)
$ THEN
  PPOS (N+2)=-3*ASL*FS*0.1
ELSE
  PPOS (N+2)=-2*ASL*FS*0.1
ENDIF
ENDIF
SACO=SACO+PPOS (N+2)
*
IF (CONF.EQ.1)
$THEN
  PPOS (N+3)=0.
  PPOS (N+4)=0.
  GO TO 500
ENDIF
*
IF (KD.GE.POS (N+3))
$THEN
  ES=(ECM*(KD-POS (N+3)))/KD
  CALL ARMLONG (ES,EYA,ESS,ESH,FYL,M,FS,R)
  IF (CONF.EQ.3)
$ THEN
  PPOS (N+3)=2*ASL*FS*0.1
ELSE
  PPOS (N+3)=4*ASL*FS*0.1
ENDIF
ELSE
ES=(ECM*(POS (N+3)-KD))/KD
CALL ARMLONG (ES,EYA,ESS,ESH,FYL,M,FS,R)
IF (CONF.EQ.3)
$ THEN
  PPOS (N+3)=-2*ASL*FS*0.1
ELSE
  PPOS (N+3)=-4*ASL*FS*0.1
ENDIF
ENDIF
SACO=SACO+PPOS (N+3)
*
IF (CONF.EQ.3)
$THEN
  IF (KD.GE.POS (N+4))
$ THEN
  ES=(ECM*(KD-POS (N+4)))/KD
  CALL ARMLONG (ES,EYA,ESS,ESH,FYL,M,FS,R)
  PPOS (N+4)=5*ASL*FS*0.1
ELSE
  ES=(ECM*(POS (N+4)-KD))/KD
  CALL ARMLONG (ES,EYA,ESS,ESH,FYL,M,FS,R)
  PPOS (N+4)=-5*ASL*FS*0.1
ENDIF
ELSE
  PPOS (N+4)=0.
ENDIF

```

```

498 SACO=SACO+PPOS (N+4)
500 RETURN
END
C *****
C SUB-ROTINA PARA CALCULO DA RELAÇÃO MOMENTO CURVATURA - MODELO 1
C
SUBROUTINE MOMCURV1 (ECM, L, VAR, CC, CNC, PR1, PN1, PT1, KN, KR,
+ EON1, FON1, AN, FN1, EOR1, FOR1, AR, FR1, POS, EYA,
+ ESS, ESH, KD, FYL, M, R, ASL, FS, ES, PAPLIC, PPOS,
+ PCALCUL1, SM1, SMPN1, SMPR1, CONF, MMAX1, IM,
+ PAVISO1, SECAO, NP)
REAL DECM, ECM, L, VAR, CC, CNC, KN, KR, EON1, FON1, AN, FN1, EOR1,
+ FOR1, AR, FR1, POS, EYA, ESS, ESH, KD, FYL, M, R, ASL, FS, ES, PAPLIC,
+ PCALCUL1, PPOS, PAVISO1, PR1, PT1, PN1, MMAX1, MPOS, SMACO, MCALC1,
+ SM1, SMPN1, SMPR1, ECMA, DKD
INTEGER IN, CONF, IM, NP, SECAO, ENCONTROU
PARAMETER (W=1200)
DIMENSION MCALC1 (W), CURV1 (W), SMACO (W), MMAX1 (W),
+ PAPLIC (W), PPOS (10), POS (10), MPOS (10)

C DEFINIÇÕES
C
C MMAX1 (IM)=momento máximo calculado para um dado P
C ECMA=deformação máxima considerada
C MPOS (N)=momento devido a força da armadura longitudinal na posição N
C DECM=variação na deformação na fibra comprimida
C DKD=variação da linha neutra
C PPOS (N)=força devido a área de aço na posição N
C SMACO=somatória dos momentos devido ao aço
C
ENCONTROU=0
IN=1
MMAX1 (IM)=0.
ECMA=0.055
MPOS (N)=0.
DECM=0.5E-3
ECM=DECM
DKD=L/W
WRITE (6, *) '-----'
WRITE (6, *) 'MOMENTO-CURVATURA MODELO 1'
WRITE (6, *) 'IN KD CURV1 ECM total1 Nucl1 Recl Aço1'
10 SMACO (IN)=0.
IF (PAPLIC (IM) .LT. 1)
$THEN
PAPLIC (IM)=0.
KD=L
ELSE
KD=DKD*150
ENDIF
IF (ECM .LE. ECMA)
$THEN
IF (ECM .GE. 0.012)
$ THEN
DECM=5E-3
ENDIF
CALL A1 (ECM, L, VAR, CC, CNC, PR1, PN1, PT1, KN, KR, EON1,
+ FON1, AN, FN1, EOR1, FOR1, AR, FR1, POS, EYA, ESS, ESH, KD,
+ FYL, M, R, ASL, FS, ES, PAPLIC, PPOS, PCALCUL1, SM1, SMPN1,
+ SMPR1, CONF, IM, PAVISO1, SECAO, NP, DKD)
IF (PAVISO1 .EQ. 0)
$ THEN
WRITE (6, *) 'NAO ENCONTRADO PARA ECM=', ECM
GO TO 50

```



```

        ENDIF
C
C      SOMATÓRIA DE MOMENTOS DEVIDO AO AÇO
C
15    IF (SECAO.EQ.2)
      $ THEN
        DO 20 N=1,5
          MPOS (N)=PPOS (N) * (L/2-POS (N)) *0.01
          SMACO (IN)=SMACO (IN)+MPOS (N)
20    CONTINUE
        ELSE
          DO 25 N=1,NP
            MPOS (N)=PPOS (N) * (L/2-POS (N)) *0.01
            SMACO (IN)=SMACO (IN)+MPOS (N)
25    CONTINUE
        ENDIF
C
C      SOMATÓRIA DE MOMENTOS TOTAIS
C
30    MCALC1 (IN)=SM1+SMACO (IN)
C
C      DETERMINAÇÃO DO MOMENTO MÁXIMO RELATIVO A UMA CARGA
C
35    IF (ENCONTROU.EQ.0)
      $ THEN
        IF (MMAX1 (IM) .LE.MCALC1 (IN))
          $ THEN
            MMAX1 (IM)=MCALC1 (IN)
          ELSE
            ENCONTROU=1
          ENDIF
        ENDIF
        CURV1 (IN)=ECM/KD
*
        WRITE (6,40) IN,KD,CURV1 (IN),ECM,MCALC1 (IN),SMPN1,SMPR1,SMACO (IN)
40    FORMAT (I2,1X,F6.2,1X,F6.5,1X,F6.4,1X,F8.2,1X,F7.2,1X,F7.2,F7.2)
        WRITE (*,*) 'IN=',IN
        IN=IN+1
50    ECM=ECM+DECM
        GO TO 10
        ENDIF
60    WRITE (6,*) 'MOM.MAX1,CARGA=',MMAX1 (IM),PAPLIC (IM)
        RETURN
        END
C
C      *****
C      SUB-ROTINA PARA CALCULO DA RELAÇÃO MOMENTO CURVATURA - MODELO 2
C
      SUBROUTINE MOMCURV2 (ECM,L,VAR,CC,CNC,EON2,FON2,R1,
+      E20,MN,FN2,EOR2,FOR2,FR2,MR,PR2,PT2,PN2,POS,
+      EYA,ESS,ESH,KD,FYL,M,R,ASL,FS,ES,PAPLIC,
+      PPOS,PCALCUL2,SM2,SMPN2,SMPR2,CONF,MMAX2,IM,
+      PAVISO2,SECAO,NP,R2)
      REAL DECM,ECM,L,VAR,CC,CNC,EON2,FON2,R1,E20,MN,FN2,EOR2,
+      FOR2,FR2,MR,POS,EYA,ESS,ESH,KD,FYL,M,R,ASL,FS,ES,PAPLIC,PPOS,
+      PCALCUL2,PAVISO2,PR2,PN2,PT2,MMAX2,MPOS,SMACO,MCALC2,SM2,
+      SMPN2,SMPR2,ECMAX,DKD,R2,ENCONTROU
      INTEGER IN,CONF,IM,SECAO,NP
      PARAMETER (W=1200)
      DIMENSION MCALC2 (W),CURV2 (W),SMACO (W),MMAX2 (W),PAPLIC (W),PPOS (10),
+      POS (10),MPOS (10)
C
C      DEFINIÇÕES
C

```

```

C      MMAX2(IM)=momento máximo calculado para um dado P
C      ECMAX=deformação máxima considerada
C      MPOS(N)=momento devido a força da armadura longitudinal na posição N
C      DECM=variação na deformação na fibra comprimida
C      DKD=variação da linha neutra
C      PPOS(N)=força devido a área de aço na posição N
C      SMACO=somatória dos momentos devido ao aço
C
      ENCONTROU=0
      IN=1
      MMAX2(IM)=0.
      ECMAX=0.055
      MPOS(N)=0.
      DECM=0.5E-3
      ECM=DECM
      DKD=L/W
      WRITE(6,*)'-----'
      WRITE(6,*)'MOMENTO-CURVATURA MODELO 2'
      WRITE(6,*)'IN   KD   CURV2   ECM   total2   Nucl2   Rec2   Aço2'
10     SMACO(IN)=0.
      IF (PAPLIC(IM).LT.1)
      $THEN
        PAPLIC(IM)=0.
        KD=L
      ELSE
        KD=DKD*150
      ENDIF
      IF (ECM.LE.ECMAX)
      $THEN
        IF (ECM.GE.0.012)
        $ THEN
          DECM=5E-3
        ENDIF
        CALL A2(ECM,L,VAR,CC,CNC,EON2,FON2,R1,E20,MN,FN2,
+           EOR2,FOR2,FR2,MR,PR2,PT2,PN2,POS,EYA,ESS,ESH,KD,FYL,M,R,
+           ASL,FS,ES,PAPLIC,PPOS,PCALCUL2,SM2,SMPN2,SMPR2,CONF,IM,
+           PAVISO2,SECAO,NP,DKD,R2)
15     IF (PAVISO2.EQ.0)
      $ THEN
        WRITE(6,*)'NÃO ENCONTRADO PARA ECM=',ECM
        GO TO 50
      ENDIF
C
C      SOMATÓRIA DE MOMENTOS DEVIDO AO AÇO
C
20     IF (SECAO.EQ.2)
      $ THEN
        DO 25 N=1,5
          MPOS(N)=PPOS(N)*(L/2-POS(N))*0.01
          SMACO(IN)=SMACO(IN)+MPOS(N)
25     CONTINUE
      ELSE
        DO 30 N=1,NP
          MPOS(N)=PPOS(N)*(L/2-POS(N))*0.01
          SMACO(IN)=SMACO(IN)+MPOS(N)
30     CONTINUE
      ENDIF
C
C      SOMATÓRIA DE MOMENTOS TOTAIS
C
35     MCALC2(IN)=SM2+SMACO(IN)
C
C      DETERMINAÇÃO DO MOMENTO MÁXIMO RELATIVO A UMA CARGA

```

```

C
40  IF (ENCONTROU.EQ.0)
$   THEN
    IF (MMAX2 (IM) .LE.MCALC2 (IN))
$   THEN
        MMAX2 (IM)=MCALC2 (IN)
        ELSE
            ENCONTROU=1
        ENDIF
    ENDIF
    CURV2 (IN)=ECM/KD
*
    WRITE (6, 45) IN, KD, CURV2 (IN), ECM, MCALC2 (IN), SMPN2, SMPR2, SMACO (IN)
45  FORMAT (I2, 1X, F6.2, 1X, F6.5, 1X, F6.4, 1X, F8.2, 1X, F7.2, 1X, F7.2, F7.2)
    WRITE (*, *) 'IN=', IN
    IN=IN+1
50  ECM=ECM+DECM
    GO TO 10
    ENDIF
60  WRITE (6, *) 'MOM.MAX2, CARGA=', MMAX2 (IM), PAPLIC (IM)
    RETURN
    END
C
*****
C
SUB-ROTINA PARA CALCULO DA ÁREA TIPO 2
C
SUBROUTINE AREATIPO2 (I, XM, AC, CC, CNC, REC1, VAR)
REAL REC1, VAR
INTEGER I
DIMENSION AC (I), CC (I), CNC (I), XM (I)
*
CC (I) = (XM (I) - 2*REC1) * VAR - AC (I)
CNC (I) = VAR * 2 * REC1
RETURN
END
C
*****
C
SUB-ROTINA PARA DISCRETIZAÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL EM FATIAS
C
SEÇÃO CIRCULAR
C
SUBROUTINE AREACIRC (NB, REC, DT, DL, L, VAR, ASL, AC, CC, CNC, POS, NP)
REAL REC, DT, DL, AD, TE, X, POS, L, DC, ASL, VAR, J, REC1
INTEGER NP, I, NB, N
PARAMETER (W=1200)
DIMENSION Y (W), POS (10), CC (W), AC (W), CNC (W), X (W), XM (W)
C
C
DEFINIÇÕES
C
NP=número de posições da armadura longitudinal
C
AD=primeira posição da armadura longitudinal
C
DC=posição central da armadura longitudinal
C
TE=ângulo entre duas barras da armadura longitudinal
C
Y(N)=altura da posição N da armadura
C
POS(N)=posição da armadura N
C
J=altura na seção
C
X(I)=dimensão da seção no eixo X na fatia i
C
XM(I)=dimensão média da seção no eixo X da fatia i
C
NP=NB-(0.5*NB-1)
AD=REC+DT+DL/2
DC=(NP+1)*0.5
TE=6.2832/NB
REC1=REC+DT/2
C
C
DETERMINAÇÃO DAS POSIÇÕES DAS ARMADURAS

```

```

C
10 DO 20 N=1,NP
   IF (N.EQ.1)
   $ THEN
     Y(N)=0
     POS(N)=AD
   ELSE
     IF (N.LE.DC)
   $ THEN
     Y(N)=(L/2-AD)*(1-COS((N-1)*TE))
     POS(N)=AD+Y(N)
   ELSE
     Y(N)=(L/2-AD)*(1+COS(3.1416-((N-1)*TE)))
     POS(N)=AD+Y(N)
   ENDIF
   ENDIF
20 CONTINUE
   DO 22 N=1,NP
   WRITE(6,*)N,POS(N)
22 CONTINUE
C
C DETERMINAÇÃO DAS ÁREAS DAS FATIAS
C
25 J=0.
   I=0
   X(I)=0.
   DO 105 I=1,W
     J=J+VAR
     POSA=J-VAR
30 IF (I.EQ.W)
   $THEN
     X(I)=0.
   ELSE
     X(I)=SQRT((4*J/L)*(1-J/L))*L
   ENDIF
   XM(I)=(X(I)+X(I-1))/2
*
35 IF (J.LE.REC)
   $THEN
     AC(I)=0
     CNC(I)=XM(I)*VAR
     CC(I)=0
   ELSE
40 IF (J.LE.POS(1))
   $ THEN
     AC(I)=0
     IF (POSA.LE.REC)
   $ THEN
     CC(I)=(J-REC)*(XM(I)-2*REC1)
     CNC(I)=(J-REC)*2*REC1+(VAR-J+REC)*XM(I)
   ELSE
     CALL AREATIPO2 (I,XM,AC,CC,CNC,REC1,VAR)
   ENDIF
   ELSE
50 IF (POSA.LE.POS(1))
   $ THEN
     AC(I)=ASL
     CALL AREATIPO2 (I,XM,AC,CC,CNC,REC1,VAR)
   ENDIF
   ENDIF
   ENDIF
55 IF (POSA.GT.POS(1))
   $THEN

```

```

        IF (J.LT.POS(NP))
$ THEN
    N=2
60    IF (N.LT.NP)
$ THEN
    IF (J.LE.POS(N))
$ THEN
    AC(I)=0
    CALL AREATIPO2 (I,XM,AC,CC,CNC,REC1,VAR)
    GO TO 105
    ELSE
65    IF (POSA.LE.POS(N))
$ THEN
    AC(I)=2*ASL
    CALL AREATIPO2 (I,XM,AC,CC,CNC,REC1,VAR)
    GO TO 105
    ENDIF
    N=N+1
    GO TO 60
    ENDIF
    ENDIF
    ENDIF
    ENDIF
*
75    IF (POSA.GT.POS(NP-1))
$THEN
    IF (J.LE.POS(NP))
$ THEN
    AC(I)=0
    CALL AREATIPO2 (I,XM,AC,CC,CNC,REC1,VAR)
    ELSE
80    IF (POSA.LE.POS(NP))
$ THEN
    IF (J.LE.(L-REC))
$ THEN
    AC(I)=ASL
    CALL AREATIPO2 (I,XM,AC,CC,CNC,REC1,VAR)
    ELSE
    AC(I)=ASL
    CC(I)=(XM(I)-2*REC1)*(L-REC-J+VAR)-AC(I)
    CNC(I)=(L-REC-J+VAR)*(2*REC1)+(J-L+REC)*XM(I)
    ENDIF
    ELSE
90    IF (J.LE.(L-REC))
$ THEN
    AC(I)=0
    CALL AREATIPO2 (I,XM,AC,CC,CNC,REC1,VAR)
    ELSE
    AC(I)=0
    IF (POSA.LE.(L-REC))
$ THEN
    CC(I)=(XM(I)-2*REC1)*(L-REC-J+VAR)
    CNC(I)=(L-REC-J+VAR)*(2*REC1)+(J-L+REC)*XM(I)
    ELSE
    CC(I)=0
    CNC(I)=XM(I)*VAR
    ENDIF
    ENDIF
    ENDIF
    ENDIF
    ENDIF
* 100 WRITE(6,101) I,J,AC(I),CC(I),CNC(I)
* 101 FORMAT(' ',I3,1X,F4.1,1X,3F5.1)

```

```

105 CONTINUE
RETURN
END
C *****
C SUB-ROTINA PARA CALCULO DA DEFORMAÇÃO, TENSÃO E FORÇA NA ARMADURA
C LONGITUDINAL PARA SEÇÃO CIRCULAR
C
SUBROUTINE PARMALONC (KD, POS, ASL, FS, ECM, ES, EYA, ESS, ESH, FYL, M, R,
+ PPOS, NP, SACO)
REAL KD, POS, ASL, FS, ECM, ES, EYA, ESS, ESH, FYL, M, R, PPOS, SACO
INTEGER N, NP
DIMENSION POS (10), PPOS (10)
*
SACO=0.
N=1
5 IF (KD.GE.POS (N))
$THEN
ES=ECM*(KD-POS (N))/KD
CALL ARMLONG (ES, EYA, ESS, ESH, FYL, M, FS, R)
PPOS (N)=ASL*FS*0.1
ELSE
ES=ECM*(POS (N)-KD)/KD
CALL ARMLONG (ES, EYA, ESS, ESH, FYL, M, FS, R)
PPOS (N)=-ASL*FS*0.1
ENDIF
*
10 DO 20 N=2, NP-1
IF (KD.GE.POS (N))
$THEN
ES=ECM*(KD-POS (N))/KD
CALL ARMLONG (ES, EYA, ESS, ESH, FYL, M, FS, R)
PPOS (N)=2*ASL*FS*0.1
ELSE
ES=ECM*(POS (N)-KD)/KD
CALL ARMLONG (ES, EYA, ESS, ESH, FYL, M, FS, R)
PPOS (N)=-2*ASL*FS*0.1
ENDIF
20 CONTINUE
*
IF (KD.GE.POS (NP))
$THEN
ES=ECM*(KD-POS (NP))/KD
CALL ARMLONG (ES, EYA, ESS, ESH, FYL, M, FS, R)
PPOS (NP)=ASL*FS*0.1
ELSE
ES=ECM*(POS (NP)-KD)/KD
CALL ARMLONG (ES, EYA, ESS, ESH, FYL, M, FS, R)
PPOS (NP)=-ASL*FS*0.1
ENDIF
*
30 DO 35 N=1, NP
SACO=SACO+PPOS (N)
35 CONTINUE
RETURN
END

```

