

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE PILARES DE CONCRETO DE ALTA
RESISTÊNCIA

Allan Lopes de Paula

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM
ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Lídia da Conceição Domingues Shehata, Ph.D.

Prof. Ibrahim Abd El Malik Shehata, Ph.D.

Prof. Giuseppe Barbosa Guimarães, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
MAIO DE 2007

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

PAULA, ALLAN LOPES DE

Avaliação da resistência de pilares de concreto de alta resistência [Rio de Janeiro] 2007

XVI, 139 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 2007)

Dissertação - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Resistência pilares

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

“Todo evento que o ser humano consegue imaginar é uma realidade que pode acontecer.” (Willy Gallon)

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela minha vida, minha saúde e pela sua bela obra.

Aos meus pais, Edson e Lourdes, pela dedicada e carinhosa criação, a minha gratidão e meu carinho. À minha querida irmã Aline pela alegria que irradia e contagia as pessoas à sua volta, por seu carinho.

A minha orientadora, Lídia Shehata, por ter acreditado em mim e permitido criar este trabalho sob sua orientação.

Ao Professor Ibrahim pelas excelentes aulas e pela ajuda no desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus amigos de faculdade, Eduardo, Maurício, Aline, por me acompanharem nesta jornada e pelos momentos felizes.

Ao meu amigo Rafael que, embora meio distante, sempre foi como um irmão.

À minha família pelo carinho ao longo desses anos.

À Capes pelo apoio financeiro que permitiu a realização deste trabalho.

À minha amada garota, Aline, pelo incentivo durante esses anos de mestrado.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE PILARES DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Allan Lopes de Paula

Maio/2007

Orientador: Lídia da Conceição Domingues Shehata

Programa: Engenharia Civil

O emprego de concreto de alta resistência (CAR) é mais vantajoso no caso de elementos estruturais submetidos à compressão, sendo a relação tensão de compressão-deformação uma característica importante do concreto para análise e projeto desses elementos.

Neste trabalho são apresentados diagramas de tensão de compressão para o concreto realistas, idealizados e simplificados já propostos, fundamentados em um número de ensaios bem menor que o disponível atualmente.

As resistências experimentais de 416 ensaios de elementos submetidos à compressão centrada e excêntrica encontrados na literatura são comparadas com as teóricas obtidas adotando para o concreto diferentes diagramas de tensão de compressão. Além do tipo de seção transversal (quadrada ou retangular), esses elementos têm como variáveis: dimensões, resistências do concreto e do aço, excentricidade do carregamento, taxas e arranjos de armaduras.

É feito resumo sobre o comportamento de pilares de CAR e as faixas de variação dos parâmetros dos pilares ensaiados, comentários sobre os diferentes diagramas de tensão normal de compressão propostos em normas e sua influência nos diagramas de interação de esforços resistentes. A análise da comparação das resistências obtidas nos ensaios com as teóricas determinadas utilizando diferentes diagramas de tensão de compressão dá uma idéia do nível de segurança relativo ao uso desses diagramas, informação relevante para os projetistas que desejam projetar estruturas de concreto de alta resistência.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

EVALUATION OF THE STRENGTH OF HIGH STRENGTH CONCRETE
COLUMNS

Allan Lopes de Paula

May/2007

Advisors: Lídia da Conceição Domingues Shehata

Department: Civil Engineering

The use of high strength concrete (HSC) is more advantageous in structural elements under compression and the compressive stress-strain relationship is a relevant characteristic of the concrete needed for the behavior analysis and design of those elements.

This work shows proposed compressive stress diagrams for the concrete realistic, idealized and simplified, those were based on a number of tests much smaller than the one available today.

The experimental strengths of 416 elements subjected to pure axial load or to combined axial load and bending moment found in the literature are compared to the theoretical ones obtained considering different compressive stress diagrams for the concrete. Besides the cross-section type (square or rectangular), those elements had as variables: dimensions, steel and concrete strengths, load eccentricity, and reinforcement ratios and configuration.

It is briefly commented the behavior of HSC columns and the variation range of the data of the tested columns, as well as the different diagrams for concrete under compression proposed and their influence on the axial load-bending moment interaction diagrams. The analysis of the comparison between experimental and theoretical strengths considering different stress diagrams for the concrete under compression gives an idea about the level of safety related to the different design procedures, relevant information for those who want to design HSC structures.

SUMÁRIO

1 – INTRODUÇÃO.....	1
2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1 – Curvas tensão normal de compressão-deformação específica.....	6
2.1.1 – Parâmetros que influem nas curvas tensão normal de compressão- deformação específica.....	7
2.1.2 – Curvas “realísticas” propostas.....	14
2.1.2.1 – Curvas CEB-FIP.....	14
2.1.2.2 – Curva EN 1992-1-1.....	20
2.1.3 – Curvas idealizadas propostas.....	23
2.1.3.1 – Curvas CEB-FIP.....	24
2.1.3.2 – Curva NS 3473.....	27
2.1.3.3 – Curvas EN 1992-1-1.....	31
2.1.4 – Diagramas de tensão de compressão retangulares propostos.....	36
2.2 – Ensaio de elementos submetidos a compressão centrada e excêntrica.....	40
3 – CONSIDERAÇÕES E COMPARAÇÕES.....	43
3.1 – Comportamento de pilares de CAR.....	43
3.2 – Ensaio realizados.....	45
3.3 – Diagramas de tensão de compressão para o concreto.....	49
3.4 – Influência do diagrama de tensão de compressão adotado para o concreto nos diagramas de interação força normal-momento fletor.....	52
3.5 – Comparação entre resistências experimentais e teóricas.....	59
4 – ANÁLISE DAS COMPARAÇÕES.....	77
5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	94
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	96
APÊNDICE.....	101

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Estrutura da base gravitacional da plataforma Hibernia, Canadá (HIBERNIA, 2007)	2
Figura 1.2: Ponte do Rio Maranhão, Goiás (CORBIOLI, 1997).....	3
Figura 1.3: Edifício e-Tower construído (à esquerda) e em fase de construção (à direita).3	
Figura 2.1: Diagramas tensão-deformação experimentais de concretos de diferentes resistências (Helland et al, 1983, apud FIP-CEB, 1990, p.13).	7
Figura 2.2: Curvas tensão-deformação de concreto para diferentes relações comprimento/diâmetro (L/D) de corpo-de-prova, considerando a deformação relativa ao comprimento L dos corpos-de-prova (Sangha e Dhir, 1972).	8
Figura 2.3: Curvas tensão-deformação de concreto para diferentes relações comprimento/diâmetro (L/D) de corpo-de-prova, considerando a deformação relativa ao comprimento de 25 mm na região central dos corpos-de-prova (Sangha e Dhir, 1972).....	9
Figura 2.4: Influência das dimensões do prato de aplicação de carga na curva tensão-deformação de concreto (Sangha e Dhir, 1972).	9
Figura 2.5: Curvas tensão-deformação de elementos cilíndricos e prismáticos com dimensão da seção transversal de 100mm, concretados na direção do carregamento (CHIN, MANSUR E WEE, 1997).....	10
Figura 2.6: Curvas tensão-deformação de elementos prismáticos de mesmas dimensões, concretados na direção perpendicular à do carregamento (concretagem horizontal) e na direção da de carregamento (concretagem vertical) (CHIN, MANSUR E WEE, 1997).....	10
Figura 2.7: Curvas tensão-deformação para elementos de concreto submetidos a diferentes velocidades de deformação (SCOTT, PARK e PRIESLEY, 1982).	11
Figura 2.8: Efeito do uso de graxa (camada espessa) entre as placas de aço e o corpo-de-prova (RILEM TC 148-SSC, 1997).	12
Figura 2.9: Curvas tensão-deformação do agregado, concreto e pasta de cimento (Neville, 1997).....	13
Figura 2.10: Curvas tensão-deformação de concretos de alta resistência composto por agregados graúdos de diferentes tipos (Aulia e Deutschmann, 1999).....	13
Figura 2.11: Curvas tensão-deformação realista do CEB-FIP MC90.	15

Figura 2.12: Comparação entre as curvas tensão-deformação realista e simplificadas do MC90.....	16
Figura 2.13: Curvas tensão-deformação realista, de acordo com o boletim CEB 228 (1995).....	17
Figura 2.14: Curvas tensão-deformação realista, de acordo com boletim fib 1.....	17
Figura 2.15: Comparação entre os módulos de elasticidade dados pelas expressões do boletim CEB 228 e do CEB-FIP MC90.	19
Figura 2.16: Comparação entre as deformações correspondentes à tensão máxima segundo o CEB-FIP MC90 e os boletins CEB 228 e fib 1.....	20
Figura 2.17: Comparação entre as curvas tensão-deformação realista do CEB-FIP MC90 e boletins CEB 228 e fib 1, para concretos com $f_{cm}=20$ MPa, 50 MPa e 80 MPa.	20
Figura 2.18: Curvas tensão-deformação da EN 1992-1-1.....	22
Figura 2.19: Valores de ϵ_{co} e ϵ_{cu} em função de f_{cm} , segundo a EN 1992-1-1.....	22
Figura 2.20: Comparação entre as curvas tensão-deformação propostas pelo CEB-FIP MC90, boletins CEB 228 e fib 1 e EN 1992-1-1.....	23
Figura 2.21: Diagrama tensão-deformação idealizado típico.....	23
Figura 2.22: Diagramas tensão-deformação parábola-retângulo característicos do CEB-FIP MC90.	25
Figura 2.23: Diagramas idealizados característicos do boletim CEB 228.	26
Figura 2.24: Comparação entre os diagramas de tensão-deformação idealizados característicos do MC90 e do boletim CEB 228.	27
Figura 2.25: Deformações específicas limites para o concreto e o aço segundo procedimentos do CEB-FIP.....	27
Figura 2.26: Comparação entre os valores de ϵ_{co} e ϵ_{cu} dos diagramas tensão-deformação do CEB-FIP MC90 e os do boletim CEB 228 e da NS 3473.....	29
Figura 2.27: Diagramas tensão-deformação idealizados característicos da NS 3473.	30
Figura 2.28: Comparação entre diagramas tensão-deformação idealizados característicos do CEB-FIP MC90, boletim CEB 228 e NS 3473.	30
Figura 2.29: Deformações específicas limites para o concreto e o aço segundo procedimentos da NS 3473.....	31
Figura 2.30: Diagramas tensão-deformação idealizados característicos, de acordo com a EN 1992-1-1, com $k=1,0$	32
Figura 2.31: Diagramas tensão-deformação característicos bi-lineares, de acordo com a EN 1992-1-1, com $k=1,0$	33

Figura 2.32: Comparação entre as curvas tensão-deformação características idealizadas do CEB-FIP MC90, do boletim CEB 228 e da EN 1992-1-1 ($k=0,85$), para concretos com $f_{ck} = 60$ MPa e $f_{ck}=80$ MPa.	34
Figura 2.33: Comparação entre os valores de ϵ_{co} e ϵ_{cu} dos diagramas tensão-deformação do CEB-FIP MC90, do boletim CEB 228 e da EN 1992-1-1.....	35
Figura 2.34: Deformações específicas limites para o concreto e o aço segundo procedimentos da EN 1992-1-1.....	36
Figura 2.35: Diagrama de tensão de compressão retangular usado para o concreto	36
Figura 2.36: Definição da tensão a adotar no diagrama retangular do MC 90.....	37
Figura 2.37: Valores de (αk) e de β para os diagramas retangulares de tensão de compressão de diferentes normas.....	37
Figura 2.38: Valores de ($\alpha k \beta$) e de $(\alpha k \beta)/\gamma_c$ segundo diferentes normas.	38
Figura 2.39: Tipos de arranjo das armaduras longitudinal e transversal dos elementos ensaiados.....	42
Figura 3.1: Modelos dos pilares dos ensaios.	46
Figura 3.2: Freqüência dos valores das principais variáveis dos elementos ensaiados.	48
Figura 3.3: Seção transversal adotada para o traçado dos diagramas de interação de esforços resistentes das Figuras 3.3 a 3.7.	52
Figura 3.4: Comparação entre diagramas de interação μ - v obtidos a partir de diferentes diagramas de tensão de compressão adotados para o concreto numa mesma publicação.....	54
Figura 3.5: Comparação entre diagramas de interação M-N obtidos a partir de diferentes diagramas de tensão de compressão adotados para o concreto numa mesma publicação, considerando para o diagrama realista tensão máxima com valor igual 0,9 vezes a resistência do concreto.....	56
Figura 3.6: Comparação entre diagramas de interação μ - v obtidos a partir de diferentes diagramas de tensão de compressão realistas adotados para o concreto.	57
Figura 3.7: Comparação entre diagramas de interação μ - v obtidos a partir de diferentes diagramas de tensão de compressão idealizados adotados para o concreto.	58
Figura 3.8: Comparação entre diagramas de interação μ - v obtidos a partir de diferentes diagramas de tensão de compressão retangulares adotados para o concreto.....	58
Figura 3.9: Definição de λ_{exp} e λ_{teo}	60

Figura 3.10: Adaptações feitas na definição de ϵ_{cu} e ϵ_{co} para valores da resistência do concreto maiores que o limite superior proposto para os diagramas do concreto idealizados (linhas tracejadas).	62
Figura 3.11: Adaptações feitas na definição de ϵ_{cu} e ϵ_{co} para valores da resistência do concreto maiores que o limite superior proposto para os diagramas do concreto retangulares (linhas tracejadas).	63
Figura 3.12: Comparação entre diagramas de interação μ - v obtidos a partir de diagramas de tensão de compressão retangular e idealizado adotados para o concreto numa mesma publicação.	64
Figura 3.13: Comparação entre diagramas de interação μ - v obtidos a partir de diferentes diagramas de tensão de compressão retangulares adotados para o concreto.	65
Figura 3.14: Comparação entre diagramas de interação μ - v obtidos a partir de diferentes diagramas de tensão de compressão idealizados adotados para o concreto.	66
Figura 4.1: Valores de λ em função de f_c , para os elementos submetidos a compressão uniforme.	82
Figura 4.2: Valores de λ em função de $\rho_L f_y / f_c$, para os elementos submetidos à compressão uniforme.	83
Figura 4.3: Valores de λ em função de $\rho_v f_y / f_c$, para os elementos submetidos à compressão uniforme.	84
Figura 4.4: Valores de λ em função de A_{cc} / A_c , para os elementos submetidos a compressão uniforme.	85
Figura 4.5: Valores de λ em função de $(\rho_v f_y / f_c)(A_{cc} / A_c)$, para os elementos submetidos a compressão uniforme.	86
Figura 4.6: Valores de λ em função de f_c , para os elementos submetidos à compressão excêntrica.	87
Figura 4.7: Valores de λ em função de e_y / h , para os elementos submetidos a compressão excêntrica.	88
Figura 4.8: Valores de λ em função de $\rho_L f_y / f_c$, para os elementos submetidos a compressão excêntrica.	89
Figura 4.9: Valores de λ em função de $\rho_v f_y / f_c$, para os elementos submetidos a compressão excêntrica.	90
Figura 4.10: Valores de λ em função de A_{cc} / A_c , para os elementos submetidos a compressão excêntrica.	91

Figura 4.11: Valores de λ em função de $\rho_v f_{ty} A_{cc} / (A_c f_c)$, para os elementos submetidos a compressão excêntrica.	92
Figura 4.12: Valores de λ em função de f_c , para os elementos submetidos a compressão uniforme e excêntrica e diagramas retangulares de tensões no concreto.	93
Figura 4.13: Valores de λ em função de f_c , para os elementos submetidos a compressão uniforme e excêntrica e diagramas idealizados de tensões no concreto.	93

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Valores de n para equação do ramo descendente da curva tensão-deformação simplificada do MC90.	16
Tabela 2.2: Valores de (t) dados no boletim CEB 228.	17
Tabela 2.3: Valores de ϵ_{co} e ϵ_{cu} para diferentes valores de f_{ck} , de acordo com o MC90. ..	24
Tabela 2.4: Valores de ϵ_{co} , ϵ_{cu} e n para diferentes valores de f_{ck} , de acordo com o boletim CEB 228.	26
Tabela 2.5: Valores de k , ϵ_{co} e ϵ_{cu} para diferentes valores de f_{ck} , de acordo com a NS 3473.	29
Tabela 2.6: Valores de ϵ_{co} , ϵ_{cu} e n para diferentes valores de f_{ck} , de acordo com a EN 1992-1-1.	32
Tabela 2.7 – Características dos aços, segundo a EN 1992-1-1.	35
Tabela 2.8: Valores de α , β e ϵ_{cu} da NS 3473 referentes ao diagrama retangular.	36
Tabela 2.9: Valores de α , β , k , γ_c , γ_s , e de limites de ϵ_{cu} , ϵ_{su} , f_{ck}	39
Tabela 3.1 – Regras de detalhamento de pilares.	45
Tabela 3.2: Procedimentos adotados para casos de valores da resistência do concreto maiores que o limite superior definido.	61
Tabela 3.3: Valores de λ dos elementos submetidos a compressão uniforme, relativos aos diagramas de tensão no concreto idealizados e retangulares.	67
Tabela 3.4: Valores de λ dos elementos submetidos a flexão composta, relativos aos diagramas de tensão no concreto idealizados e retangulares.	70
Tabela 4.1: Médias, desvios-padrão, coeficientes de variação e percentagem dos valores menores que um de λ dos elementos submetidos a compressão uniforme (123 ensaios).	78
Tabela 4.2: Médias, desvios-padrão, coeficientes de variação e percentagem dos valores menores que um de λ dos elementos submetidos a flexão composta (293 ensaios). ..	78
Tabela 4.3: Médias, desvios-padrão, coeficientes de variação e percentagem dos valores menores que um de λ de todos os elementos submetidos a compressão uniforme e a flexão composta (416 ensaios).	78
Tabela 4.4: Médias, desvios-padrão, coeficientes de variação e percentagem dos valores menores que um de λ dos elementos submetidos a compressão uniforme com os valores de f_c dentro dos limites especificados.	79

Tabela 4.5: Médias, desvios-padrão, coeficientes de variação e percentagem dos valores menores que um de λ dos elementos submetidos a flexão composta com os valores de f_c dentro dos limites especificados.....	79
Tabela 4.6: Médias, desvios-padrão, coeficientes de variação e percentagem dos valores menores que um de λ dos elementos submetidos a compressão uniforme e a flexão composta com os valores de f_c dentro dos limites especificados..	80
Tabela A.1: Dados de elementos submetidos a compressão uniforme.....	102
Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica.....	114

LISTA DE SIMBOLOS

LETRAS ROMANAS:

A_c	Área da seção do pilar
A_{cc}	Área da seção transversal do núcleo do pilar confinado
$A_{s,i}$	Área da seção transversal das camadas i de armadura longitudinal
b	Base da seção transversal do pilar
d_i	Distância da camada i de armadura longitudinal à fibra mais comprimida da seção.
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante
E_{ct}	Módulo de elasticidade tangente na origem
e_y	Excentricidade inicial da carga longitudinal
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{cd}	Resistência à compressão do concreto de cálculo
f_{ck}	Resistência à compressão do concreto característica
f_{cm}	Resistência à compressão do concreto média
f_t	Resistência à tração do aço da armadura longitudinal
f_{ty}	Resistência de escoamento do aço da armadura transversal
f_{yk}	Resistência de escoamento do aço característica
f_y	Resistência de escoamento do aço da armadura longitudinal
h	Altura da seção transversal do pilar
L	Comprimento do pilar
M_{exp}	Momento fletor resistente experimental
M_{teo}	Momento fletor resistente teórico
N_{exp}	Força normal resistente experimental
N_{teo}	Força normal resistente teórica

LETRAS GREGAS:

γ_c	Coefficiente de minoração da resistência do concreto
ϵ_c	Deformação específica do concreto
ϵ_{co}	Deformação específica referente à tensão máxima do concreto no diagrama tensão-deformação realista ou ao início do patamar do diagrama tensão-deformação idealizado.
ϵ_{cu}	Limite de deformação para o ramo descendente
ϵ_s	Deformação do aço
ϵ_{su}	Limite de deformação no aço
μ	Momento fletor resistente adimensional = $M/(bh^2f_c)$
μ_{exp}	Momento fletor resistente experimental adimensional

μ_{teo}	Momento fletor resistente teórico adimensional
v	Força normal resistente adimensional = $N/(bhf_c)$
v_{exp}	Força normal resistente experimental adimensional
v_{teo}	Força normal resistente teórica adimensional
ρ_L	Taxa geométrica da armadura longitudinal total
ρ_v	Taxa volumétrica da armadura transversal na região do pilar a meia altura
σ_c	Tensão normal do concreto

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

A definição de concreto de alta resistência tem variado ao longo dos anos e de lugar para lugar. Segundo o ACI 36R (1992), nos anos 50, concreto de agregados usuais que tivesse resistência à compressão maior que 30 MPa era classificado como de alta resistência. Nos dias de hoje, nos Estados Unidos, em geral, são considerados concretos de alta resistência os com resistência à compressão maior que 40MPa, enquanto na Europa são os com essa resistência maior que 50 MPa. Neste trabalho, é adotada esta última definição. Para as estruturas feitas com esses concretos, alguns dos procedimentos de dimensionamento e verificação tradicionalmente adotados têm se mostrado inadequados.

Note-se que a denominação de concreto de alto desempenho é mais abrangente, incluindo, além da resistência, outros parâmetros, como trabalhabilidade e bombeabilidade, durabilidade, deformabilidade, etc.

A utilização do concreto de alta resistência (CAR) pode levar à redução das dimensões ou de número de elementos estruturais, de custo e de tempo de execução de estruturas de concreto e também ao aumento de potencial de durabilidade. O emprego de CAR é mais vantajoso no caso de elementos estruturais submetidos à compressão, sendo a relação tensão de compressão-deformação uma característica importante do concreto para análise do comportamento desses elementos.

Nos últimos 20 anos houve um aumento substancial do número de pesquisas e de aplicações do CAR. Em vários países, há casos de sua aplicação em estruturas em ambiente agressivo, pilares de edifícios altos, pontes e viadutos, estruturas *offshore*, elementos pré-moldados, pisos industriais, silos, etc.

Nas estruturas das plataformas *offshore* do Mar do Norte, as ações nas plataformas e o ambiente agressivo levaram à utilização de CAR. Na figura 1.1, vê-se a estrutura da base da plataforma com base de gravidade Hibernia (lançada ao mar em 1997), no Canadá. A base é de CAR ($f_{ck} = 80$ MPa), projetada para resistir ao choque de um *iceberg* de um milhão de toneladas (expectativa de uma ocorrência a cada 500 anos). A execução das plataformas do Mar do Norte nos anos 80 e 90 foi responsável por grande parte do desenvolvimento do CAR.

No Brasil, já há vários exemplos de utilização do CAR, particularmente em pilares de edifícios altos. Em geral, tem-se adotado resistência à compressão característica de até 80 MPa, mas há casos de maiores valores.



Figura 1.1: Estrutura da base gravitacional da plataforma Hibernia, Canadá (HIBERNIA, 2007)

Em 1997, foi inaugurada a Ponte do Rio Maranhão no município de Uruaçu, Goiás, cuja construção durou 13 meses. Ela tem 585 m de extensão e 60 m de altura, possuindo vãos de 80 m, 145 m, 80 m construídos a partir da técnica de balanços sucessivos. Nas aduelas do vão central (145 m) foi utilizado concreto de resistência média de 79,4 MPa (CORBIOLI, 1997). Na figura 1.2 tem-se uma vista dessa ponte.

Entre 2001 e 2005, foi construído o edifício e-Tower, localizado na zona sul da cidade de São Paulo. Pretendia-se que o e-Tower fosse o mais alto prédio do país, mas o Departamento de Aviação Civil limitou sua altura devido à rota de aviões que chegam ou partem do aeroporto de Congonhas. Esse edifício (figura 1.3) possui 162 m de altura e é um dos três mais altos da cidade de São Paulo. No subsolo da estrutura, pode-se ver, em vermelho (concreto colorido), os cinco pilares de concreto com resistência à compressão de 125 MPa. O uso do CAR propiciou a adequação do projeto arquitetônico, mais espaço na garagem e redução de deformações imediatas e de longo prazo (NETO, 2005).



Figura 1.2: Ponte do Rio Maranhão, Goiás (CORBIOLI, 1997).



Figura 1.3: Edifício e-Tower construído (à esquerda) e em fase de construção (à direita) (NETO, 2005).

O CAR tem particularidades que implicam na revisão de certos procedimentos de cálculo para que eles sejam aplicáveis a estruturas de CAR. Dentre as modificações necessárias, está a dos diagramas tensão normal de compressão-deformação específica

do concreto utilizados em análises não lineares de comportamento e no cálculo de resistência dos elementos estruturais de CAR submetidos à flexão composta, assunto enfocado neste trabalho.

O diagrama obtido a partir de ensaios, como outras características do concreto, depende dos tipos e proporções dos materiais componentes do concreto. Ele depende também de parâmetros ligados aos corpos-de-prova e aos procedimentos de ensaio usados para obtê-lo. Resumo sobre os parâmetros que influenciam o diagrama tensão normal de compressão-deformação específica do concreto é feito no capítulo 2.

Na literatura técnica há várias propostas de expressões simplistas para representar esse diagrama. No capítulo 2 são apresentados os diagramas que constam em normas e publicações de instituições internacionais e na norma nacional da Noruega, primeira a abranger estruturas de concretos com resistência à compressão característica maior que 50 MPa. Dentre esses diagramas, estão os aqui chamados de “realistas”, resultantes de ajustes de curvas às obtidas experimentalmente, usados em análises não lineares de comportamento de estruturas. Além desses, constam nesse capítulo diagramas “idealizados” ou “simplificados”, adotados no dimensionamento ou verificação de seções transversais submetidas a flexão simples ou composta. Note-se que todos esses diagramas, para o caso de CAR, foram fundamentados em um número de ensaios bem menor que o disponível atualmente.

No capítulo 2 é ainda feito resumo sobre ensaios de elementos de CAR submetidos à compressão centrada e excêntrica descritos na literatura. A título de comparação, nesse resumo são incluídos alguns casos de elementos de concreto com resistência à compressão menor que 50 MPa. A lista de ensaios, que está no Apêndice, inclui 416 elementos, sendo que 324 são de concreto com resistência à compressão maior que 50 MPa. Além do tipo de seção transversal (quadrada ou retangular), esses elementos têm como variáveis: dimensões, resistências do concreto e do aço, excentricidade do carregamento, taxas e arranjos de armaduras.

No capítulo 3, é feito resumo sobre o comportamento de pilares de CAR e as faixas de variação dos parâmetros dos pilares ensaiados, tecidos comentários sobre os diferentes diagramas de tensão normal de compressão propostos em normas e sua influência nos diagramas de interação de esforços resistentes. As resistências obtidas nos ensaios cujos dados constam no capítulo 2 são comparadas com as teóricas determinadas utilizando os diagramas tensão-deformação para os concretos mostrados nesse mesmo capítulo.

A análise dessas comparações é feita no capítulo 4. Ela dá uma idéia do nível de segurança relativo ao uso de diferentes diagramas de tensão de compressão para o concreto.

As conclusões do trabalho desenvolvido e sugestões para estudos futuros são apresentadas no capítulo 5.

CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Curvas tensão normal de compressão-deformação específica

As curvas tensão-deformação “realísticas” são obtidas a partir do ajuste de expressões aos resultados de ensaios de compressão uniaxial de corpos-de-prova de concreto. Essas curvas são normalmente utilizadas em análises não-lineares do comportamento de estruturas. As características do concreto que definem essas curvas são: resistência à compressão (em geral, o valor médio), módulo de elasticidade tangente na origem e deformação relativa à tensão máxima. As curvas tensão-deformação “idealizadas” ou “simplificadas”, usadas no dimensionamento ou verificação de seções no estado limite último, são obtidas a partir das curvas tensão-deformação realísticas e de resultados de ensaios de elementos estruturais.

Na figura 2.1 estão representados diagramas tensão-deformação experimentais de concretos de diferentes resistências. Nela constata-se que, para os de concretos de maior resistência, o ramo ascendente da curva tensão-deformação é aproximadamente linear até valor porcentual da tensão máxima maior que o verificado nos concretos de menor resistência. O ramo descendente, que só pode ser obtido em ensaios com controle de deformação, é mais inclinado em relação ao eixo das deformações do que o dos concretos de menor resistência.

Existem diferentes curvas de tensão-deformação realísticas propostas e a maior diferença entre elas se dá no ramo descendente. Isso decorre da influência de diferentes parâmetros nos diagramas experimentais. Esses parâmetros estão relacionados aos corpos-de-prova usados nos ensaios, ao procedimento de ensaio adotado e às características dos concretos.

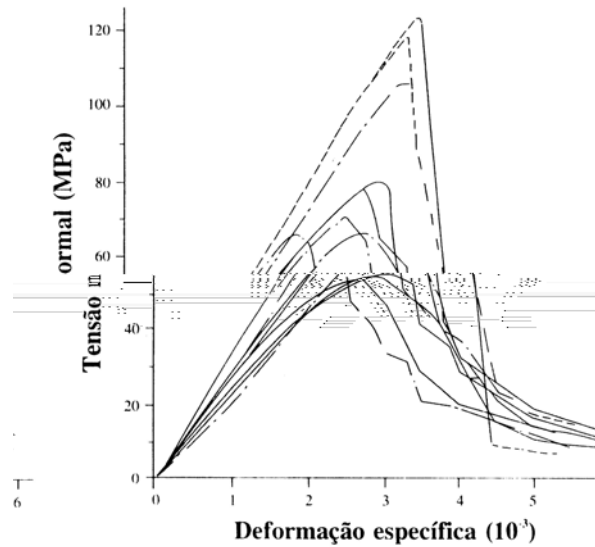


Figura 2.1: Diagramas tensão-deformação experimentais de concretos de diferentes resistências (Helland et al, 1983, apud FIP-CEB, 1990, p.13).

2.1.1 – Parâmetros que influem nas curvas tensão normal de compressão-deformação específica

Dentre os parâmetros que afetam as curvas tensão normal de compressão-deformação específica na direção da tensão, alguns estão relacionados com o concreto e outros com o corpo-de-prova e com o procedimento de ensaio. Os relativos ao concreto dependem dos materiais componentes do concreto e das suas proporções, bem como do adensamento e da cura. Os relativos ao corpo-de-prova e ao procedimento de ensaio são:

- Relação entre comprimento e a dimensão da seção transversal do corpo-de-prova
- Forma e dimensão da seção transversal do corpo-de-prova
- Direção da concretagem do corpo-de-prova
- Teor de umidade do corpo-de-prova
- Velocidade de aplicação de tensão ou deformação
- Atrito entre a placa de carregamento e o corpo-de-prova
- Dimensão do prato transmissor de carga e rigidez da prensa
- Comprimento usado para medir a deformação específica

Sangha e Dhir (1972) ensaiaram testemunhos de concreto com agregados de dimensão máxima de 9,5mm, extraídos de maneira que seu eixo longitudinal coincidissem com a direção de concretagem, objetivando verificar a influência de alguns desses parâmetros. Os ensaios foram realizados com velocidade de deformação constante ($2,5 \times 10^{-6}/s$) e a carga, em geral, foi aplicada por meio de placas de aço com diâmetro igual ao dos corpos-de-prova. Nas figuras 2.2 e 2.3 pode ser visto como a relação entre o comprimento e o diâmetro do corpo-de-prova e o comprimento onde se mede a deformação afetam os diagramas tensão-deformação obtidos nos ensaios, enquanto na figura 2.4 constata-se a influência do diâmetro da placa de aço pela qual se faz o carregamento do corpo-de-prova.

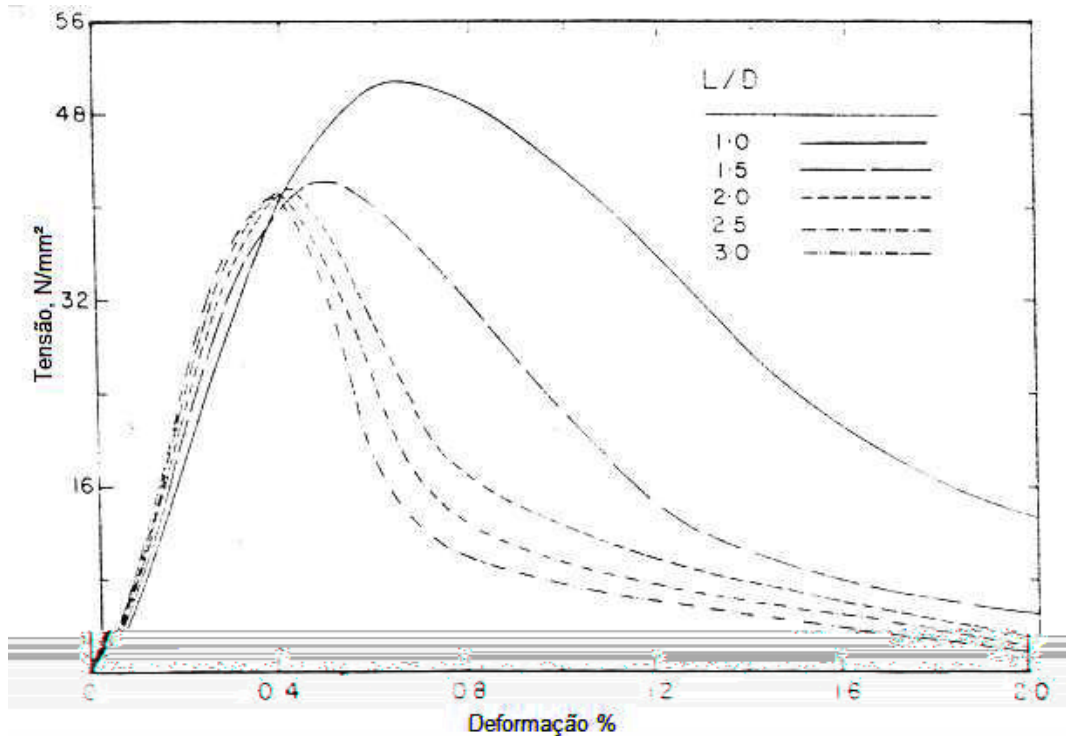


Figura 2.2: Curvas tensão-deformação de concreto para diferentes relações comprimento/diâmetro (L/D) de corpo-de-prova, considerando a deformação relativa ao comprimento L dos corpos-de-prova (Sangha e Dhir, 1972).

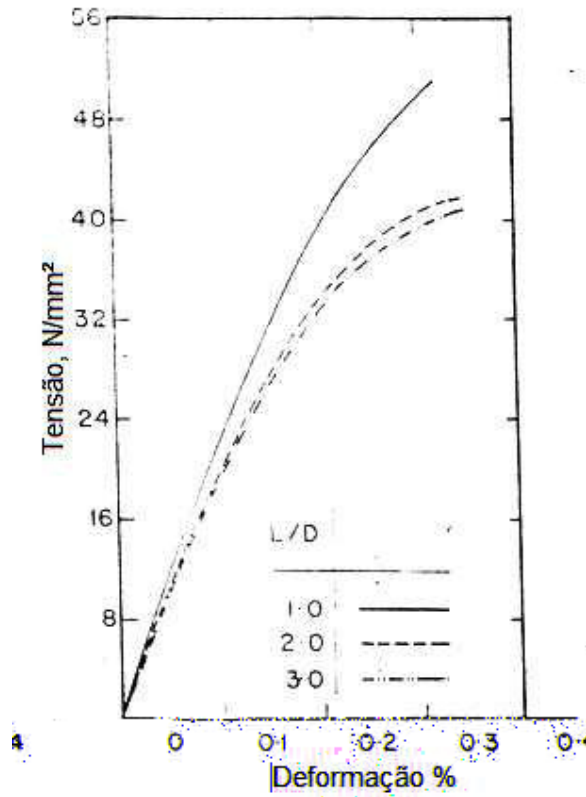


Figura 2.3: Curvas tensão-deformação de concreto para diferentes relações comprimento/diâmetro (L/D) de corpo-de-prova, considerando a deformação relativa ao comprimento de 25 mm na região central dos corpos-de-prova (Sangha e Dhir, 1972).

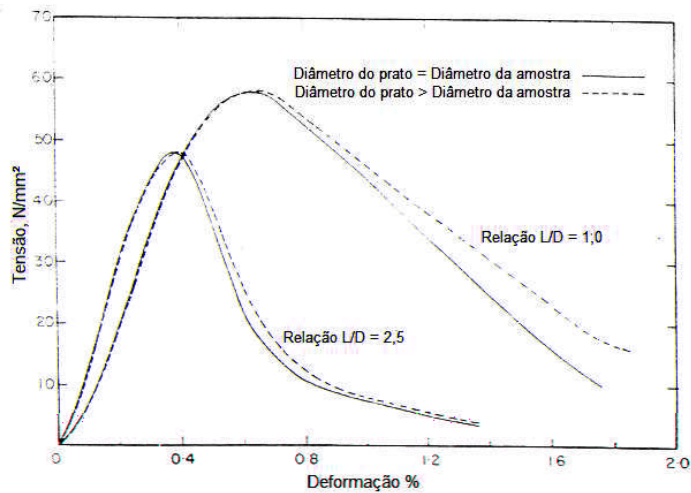


Figura 2.4: Influência das dimensões do prato de aplicação de carga na curva tensão-deformação de concreto (Sangha e Dhir, 1972).

Chin, Mansur e Wee (1997) também investigaram a influência da forma da seção (cilindros e prismas com mesma dimensão de seção transversal) e da direção de concretagem (mesma da de carregamento ou perpendicular a ela), tendo constatado diferenças basicamente no ramo descendente, como mostram as figuras 2.5 e 2.6.

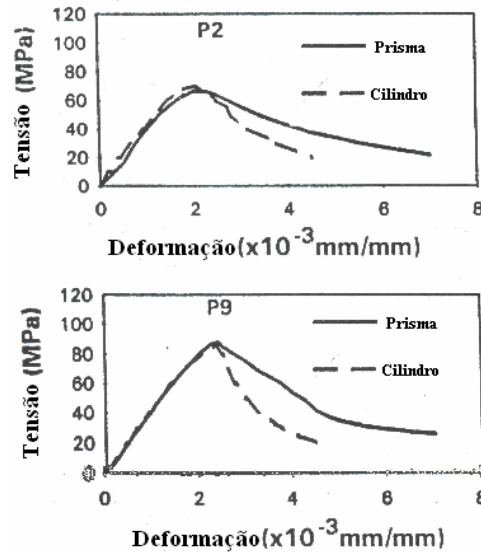


Fig 2.5: Curvas tensão-deformação de elementos cilíndricos e prismáticos com dimensão da seção transversal de 100mm, concretados na direção do carregamento (CHIN, MANSUR E WEE, 1997).

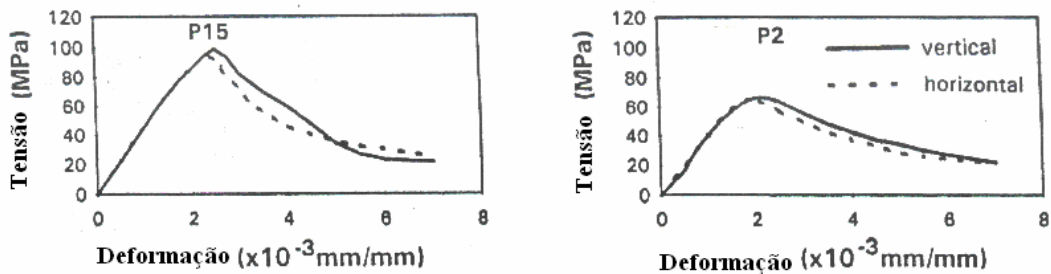


Fig 2.6: Curvas tensão-deformação de elementos prismáticos de mesmas dimensões, concretados na direção perpendicular à do carregamento (concretagem horizontal) e na direção da de carregamento (concretagem vertical) (CHIN, MANSUR E WEE, 1997).

A velocidade de aplicação de carga ou de deformação também afeta o comportamento do concreto sob compressão. A figura 2.7 apresenta diagramas tensão-deformação de concretos ensaiados por Scott, Park e Priestley (1982), que foram submetidos a baixa ($0,0033 \times 10^{-3}/s$), média ($1,67 \times 10^{-3}/s$) e alta velocidade de

deformação ($16,7 \times 10^3/s$). Nela notam-se diferenças entre os diagramas, tanto no ramo ascendente quanto no descendente.

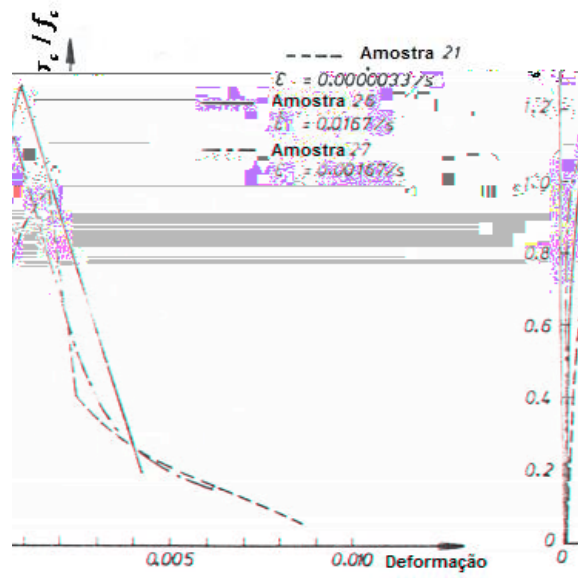


Figura 2.7: Curvas tensão-deformação para elementos de concreto submetidos a diferentes velocidades de deformação (SCOTT, PARK e PRIESLEY, 1982).

Além do estabelecimento de valor mínimo para a relação entre comprimento e dimensão da seção do corpo-de-prova (em torno de 2), várias tentativas têm sido feitas visando diminuir a influência do atrito entre a placa de carregamento e o corpo-de-prova no comportamento do concreto submetido a compressão, que leva ao confinamento das extremidades do corpo-de-prova. Segundo RILEM TC 148-SSC (1997), verificou-se que o uso de graxa entre as placas de aço e o corpo-de-prova não é adequado para esse fim, podendo mesmo vir a causar tração das extremidades do corpo-de-prova (figura 2.8), em vez de compressão, acarretando menor resistência. Por outro lado, a utilização de placas de Teflon entre as placas de aço e o corpo-de-prova levam à obtenção de ramos ascendente e descendente das curvas tensão-deformação confiáveis, desde que se tenha relação entre comprimento e dimensão da seção do corpo-de-prova maior que um.

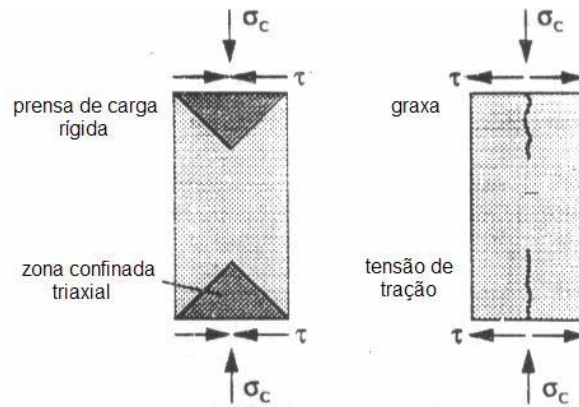


Figura 2.8: Efeito do uso de graxa (camada espessa) entre as placas de aço e o corpo-de-prova (RILEM TC 148-SSC, 1997).

Para que o diagrama tensão-deformação obtido dependa somente das características do concreto é necessário padronizar o corpo-de-prova e o método de ensaio. Particular cuidado é necessário quando se deseja obter o ramo descendente desse diagrama. Segundo RILEM TC 148-SSC (2000), placas de Teflon devem ser usadas nas extremidades do corpo-de-prova e a deformação deve ser medida no comprimento total do corpo-de-prova, a fim de obter unicidade e repetitividade no ramo descendente do diagrama, devido ao caráter localizado do processo de fratura do concreto. Para determinar a deformação no ramo ascendente, a medição da deformação deve ser feita num comprimento central do corpo-de-prova. Note-se que a ABNT só tem norma para determinação do ramo ascendente do diagrama (ABNT, 2003).

De um modo geral, os parâmetros que influenciam a resistência à compressão influenciam também o diagrama tensão-deformação, embora em diferente grau, mas os agregados, principalmente os grãos, têm particular influência no diagrama (Shehata, 2005).

Na figura 2.9 estão representadas curvas de tensão-deformação do agregado, concreto e pasta de cimento. O aspecto do diagrama do concreto decorre do aparecimento de microfissuras nas interfaces agregado-pasta de cimento.

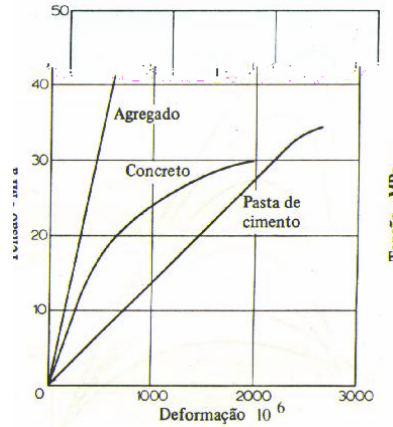


Figura 2.9: Curvas tensão-deformação do agregado, concreto e pasta de cimento (Neville, 1997).

Dependendo do tipo de agregado utilizado nos concretos, as curvas tensão-deformação de concretos de mesma resistência à compressão poderão ser diferentes. Na figura 2.10 estão representadas as curvas tensão-deformação de concretos de alta resistência com agregados graúdos resultantes da britagem de diferentes tipos de rocha e um de material cerâmico (steatite). Nela nota-se diferença acentuada entre as curvas dos concretos com agregados de basalto e de granulito, de resistência quase igual.

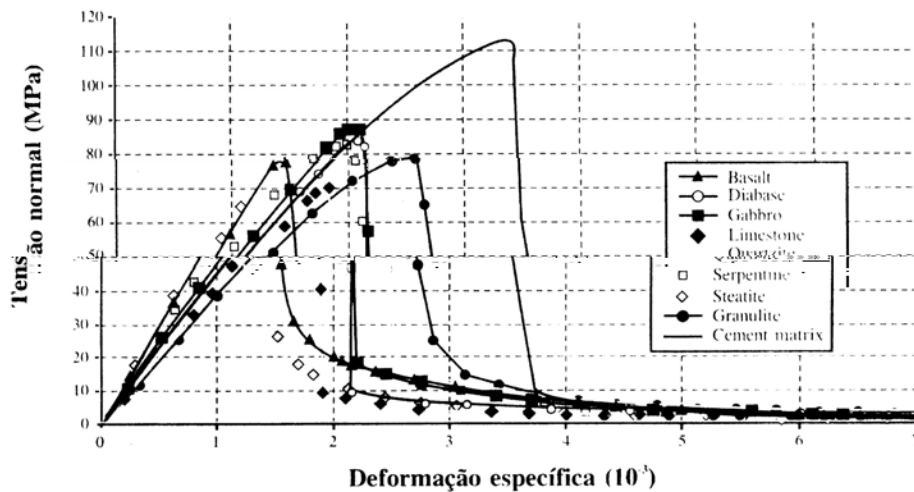


Figura 2.10: Curvas tensão-deformação de concretos de alta resistência composto por agregados graúdos de diferentes tipos (Aulia e Deutschmann, 1999).

2.1.2 – Curvas “realistas” propostas

Neste item, bem como nos 2.1.3 e 2.1.4, são apresentados diagramas tensão de compressão-deformação específica para carregamento de curta duração que constam em normas e publicações das instituições internacionais CEB-FIP (Comité Euro-International du Béton – Fédération Internationale du Béton), fib (Fédération Internationale du Béton) e CEN (European Committee for Standardization) e na norma nacional da Noruega que, em sua versão de 1989, foi a primeira a abranger estruturas de concretos com resistência à compressão característica maior que 50 MPa.

Nas expressões que representam esses diagramas, as tensões normais σ_c e respectivas deformações específicas ε_c são consideradas positivas.

2.1.2.1 – Curvas CEB-FIP

A curva tensão-deformação do CEB-FIP Model Code 1990 (MC90) é para concretos com valores de f_{ck} até 80 MPa e o valor da deformação referente à tensão máxima ($\varepsilon_{co} = 0,0022$) independe da resistência à compressão média do concreto, f_{cm} , o que não corresponde ao que se verifica experimentalmente.

A equação do MC90 que representa todo o ramo ascendente da curva e a parte do ramo descendente até $\sigma_c=0,5f_{cm}$ e a equação da deformação relativa a essa tensão (ε_{c1}) são:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{A \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2}{1 + (A-2) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)} \quad (2.1)$$

$$\frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{co}} = (0,25A + 0,5) + [0,25(0,5A + 1)^2 - 0,5]^{0,5} \quad (2.2)$$

onde:

$$A = \frac{E_{ct} \varepsilon_{co}}{f_{cm}} \quad (2.3)$$

$$E_{ct} = 21500 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,33} \quad (2.4)$$

sendo E_{ct} o módulo de elasticidade tangente na origem e E_{ct} e f_{cm} em MPa.

Para o ramo descendente da curva a partir da $\sigma_c=0,5f_{cm}$, a equação que representa a relação entre σ_c e ε_c é:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \left[\left(\frac{\xi}{\left(\frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{co}}\right)} - \frac{2}{\left(\frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{co}}\right)^2} \right) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}\right)^2 + \left(\frac{4}{\left(\frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{co}}\right)} - \xi \right) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}\right) \right]^{-1} \quad (2.5)$$

onde:

$$\xi = \frac{4 \left[\left(\frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{co}}\right)^2 (A-2) + 2 \left(\frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{co}}\right) - A \right]}{\left[\left(\frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{co}}\right) (A-2) + 1 \right]^2} \quad (2.6)$$

Na figura 2.11 são mostradas curvas dadas por essas expressões.

No CEB-FIP MC90, é mencionada a influência nos agregados do concreto no seu módulo de elasticidade. Na falta de ensaios para determinar essa grandeza, a expressão 2.4 é para avaliar o módulo de concretos com agregados de quartzito. Para concretos com agregados de basalto, calcáreo e arenito, essa expressão deve ser multiplicada por 1,2, 0,9 e 0,7, respectivamente.

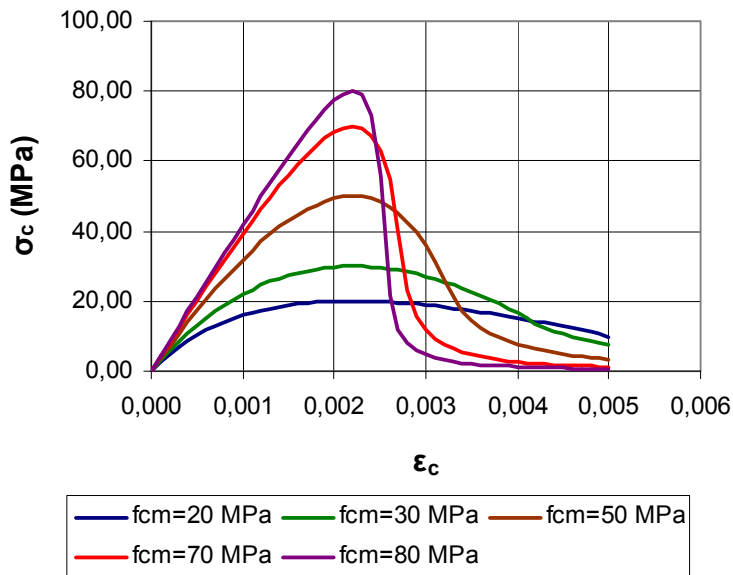


Figura 2.11: Curvas tensão-deformação realistas do CEB-FIP MC90.

O MC90 apresenta uma alternativa simplificada de considerar uma reta para representar o ramo descendente da curva tensão-deformação, para σ_c entre os valores de f_{cm} e $0,2 f_{cm}$. A equação dessa reta é:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right) \left(\frac{0,8}{1-n} \right) + \left(\frac{n-0,2}{n-1} \right) \quad (2.7)$$

onde os valores de n são os que constam na tabela 2.1.

Tabela 2.1: Valores de n para equação do ramo descendente da curva tensão-deformação simplificada do MC90.

Classe de concreto	C20	C40	C60	C80
n	3	2	1,5	1,2

Tendo-se por base os valores da tabela 2.1, pode-se considerar para n o valor aproximado obtido da expressão abaixo, com a resistência à compressão característica f_{ck} em MPa.

$$n = -1,31 \text{Ln}(f_{ck}) + 6,89 \quad (2.8)$$

Na figura 2.12, é feita comparação entre os dois tipos de curvas do CEB-FIP MC90, considerando-se $f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa.

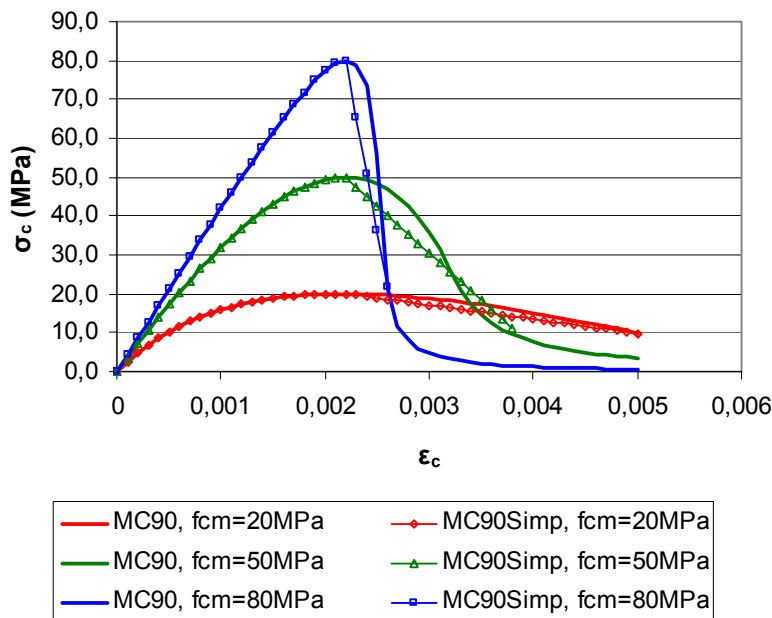


Figura 2.12: Comparação entre as curvas tensão-deformação realistas e simplificadas do MC90.

No boletim CEB 228 (1995) foi proposta modificação nas expressões do MC90, visando abranger concretos com f_{ck} até 100MPa. Para concretos com $f_{ck} > 50$ MPa, a equação do ramo ascendente da curva é igual à do CEB-FIP MC90, mas com valores diferentes para E_{ct} e ε_{co} , ou seja:

$$E_{ct} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad f_{cm} \text{ e } E_{ct} \text{ em MPa} \quad (2.9)$$

$$\varepsilon_{co} = 0,7 f_{cm}^{0,31} \times 10^{-3} \quad (2.10)$$

Entretanto, para o ramo descendente foi proposta uma expressão diferente da do MC90:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - 1}{(\eta - 1)^2} \right)} \quad (2.11)$$

onde:

$$\eta = \frac{\varepsilon_{co} + t}{\varepsilon_{co}} \quad (2.12)$$

e os valores de (t) são os dados na tabela 2.2.

Segundo Shehata, Shehata e Mattos (2000), os valores aproximados de (t) em função de f_{ck} em MPa podem ser obtidos da expressão:

$$t = (2,45 - 38f_{ck} \times 10^{-3} + 7,083f_{ck}^2 \times 10^{-5} + 6,574f_{ck}^3 \times 10^{-7}) \times 10^{-3} \quad (2.13)$$

Tabela 2.2: Valores de (t) dados no boletim CEB 228.

f_{ck} (MPa)	50	60	70	80	90	100
t (10^{-3})	0,807	0,579	0,338	0,221	0,07	0,015

Note-se que, de acordo com o MC90 e o boletim CEB 228, em MPa,

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (2.14)$$

A figura 2.13 apresenta exemplos das curvas propostas no boletim CEB 228.

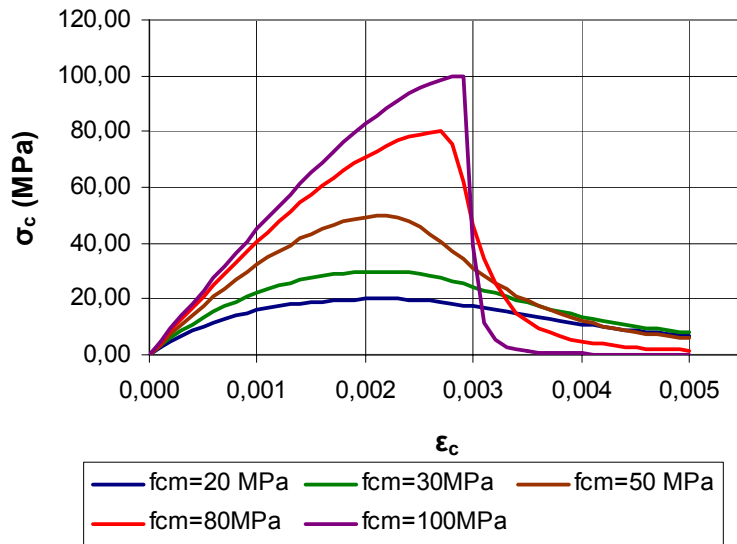


Figura 2.13: Curvas tensão-deformação realistas, de acordo com o boletim CEB 228 (1995).

Posteriormente, no boletim 1 da fib (1999), apresentou-se a curva tensão-deformação proposta no MC90, mas agora com ϵ_{co} dependente de f_{cm} (em MPa):

$$\epsilon_{co} = (1,7 + 0,0143 f_{cm}) \times 10^{-3} \quad (2.15)$$

Exemplos das curvas tensão-deformação considerando-se esse valor de ϵ_{co} são mostrados na figura 2.14. De acordo com as curvas experimentais das figuras 2.1 e 2.10, ao mudar o valor de ϵ_{co} , sem mudar a expressão para o ramo descendente, a forma desse ramo para os concretos de maior resistência parece não ser adequada.

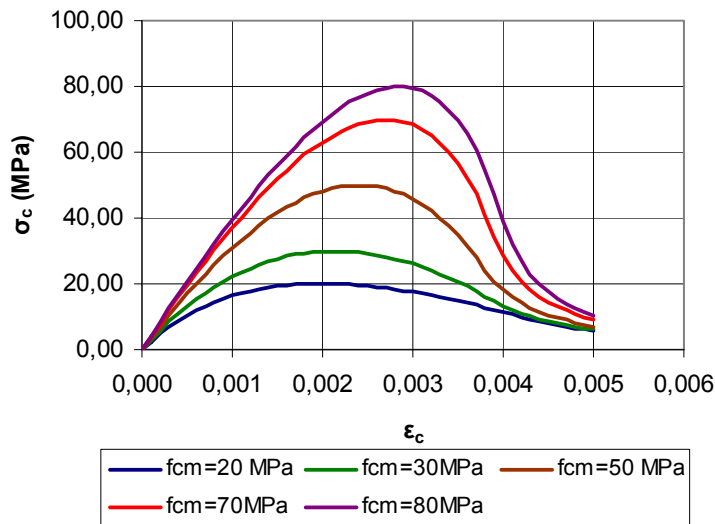


Figura 2.14: Curvas tensão-deformação realistas, de acordo com boletim fib 1.

Na figura 2.15 é feita comparação entre os valores de E_{ct} obtidos usando-se as expressões do MC90 e do boletim CEB 228. Nela nota-se que a diferença entre os valores aumenta com o aumento de f_{cm} . Para $f_{cm} = 88$ MPa, a diferença é de 5 %, que pode ser considerada pequena face ao nível de aproximação das expressões para avaliar o módulo em função da resistência à compressão do concreto.

Comparando a deformação correspondente à tensão máxima (ϵ_{co}) segundo MC90, boletim CEB 228 e boletim fib1 (figura 2.16), nota-se que os valores de ϵ_{co} dos boletins CEB 228 e fib 1 não diferem mais que cerca de 7%. Como o valor de ϵ_{co} do MC 90 é constante, há considerável diferença entre esse valor e os dados no boletins CEB 228 e fib 1; sendo da ordem de 30% para f_{cm} igual a 88 MPa.

Na figura 2.17, faz-se comparação entre os diagramas do MC90 e dos boletins CEB 228 e fib 1. Observa-se que, com o aumento da resistência do concreto, as curvas de acordo com o MC90 e boletins CEB 228 e fib 1 começam a apresentar maiores diferenças entre si, particularmente no ramo descendente.

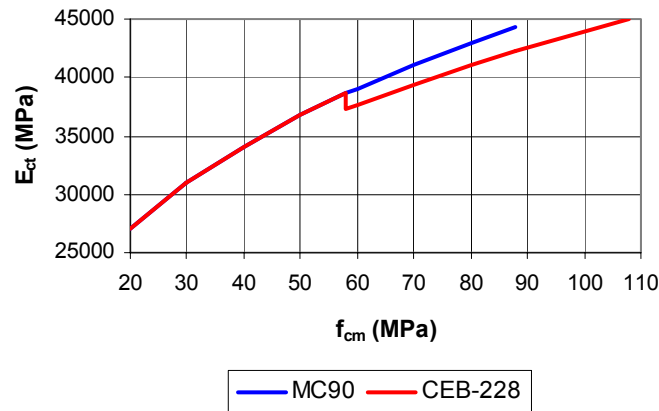


Figura 2.15: Comparação entre os módulos de elasticidade dados pelas expressões do boletim CEB 228 e do CEB-FIP MC90.

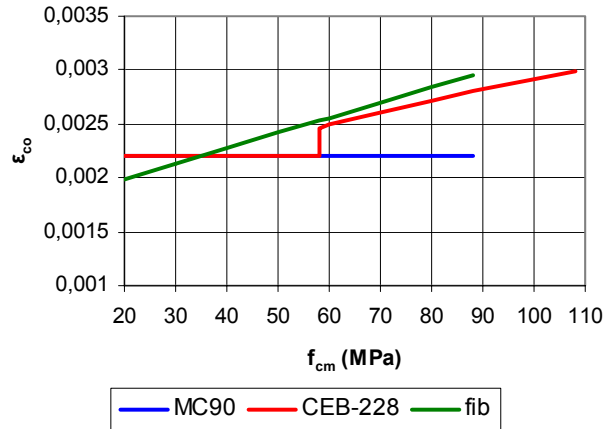


Figura 2.16: Comparação entre as deformações correspondentes à tensão máxima segundo o CEB-FIP MC90 e os boletins CEB 228 e fib 1.

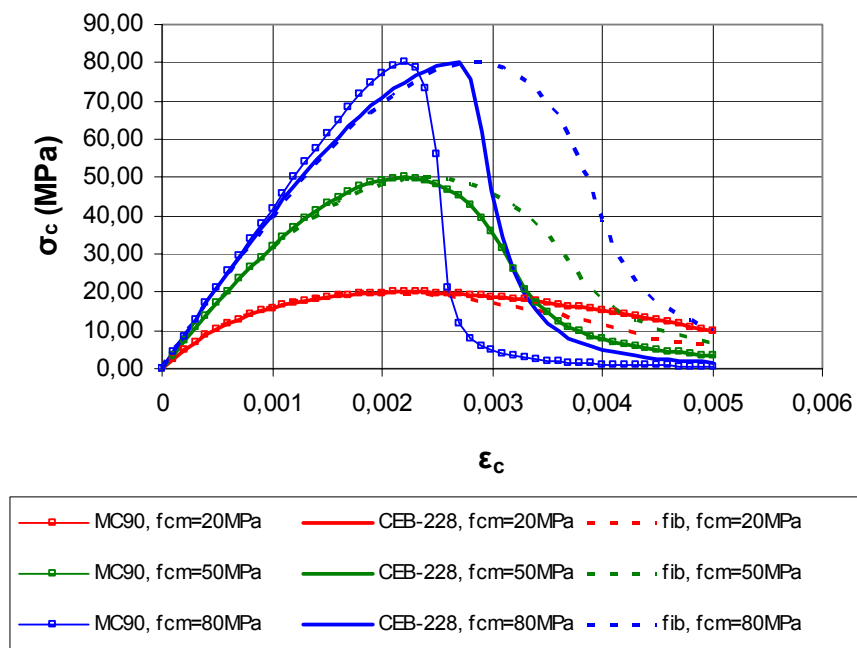


Figura 2.17: Comparação entre as curvas tensão-deformação realistas do CEB-FIP MC90 e boletins CEB 228 e fib 1, para concretos com $f_{cm}=20$ MPa, 50 MPa e 80 MPa.

2.1.2.2 – Curva EN 1992-1-1

A curva tensão-deformação segundo a EN 1992-1-1 (2004), Eurocode 2, (figura 2.18) é para concretos com f_{ck} de até 90 MPa. A deformação correspondente à tensão

máxima, a deformação última e o módulo de elasticidade dependem da resistência do concreto. Essa curva é dada por tipo de expressão semelhante à do CEB-FIP MC90 e do boletim fib 1, com limite de deformação ϵ_{cu} para o ramo descendente.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{A \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^2}{1 + (A-2) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)} \quad (2.16)$$

$$\epsilon_{co} = 0,7 f_{cm}^{0,31} \times 10^{-3} \leq 2,8 \times 10^{-3} \quad (2.17)$$

$$\epsilon_{CU} = 3,5 \times 10^{-3} \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (2.18)$$

$$\epsilon_{CU} = (2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4) \times 10^{-3} \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (2.19)$$

$$E_{cs} = 22000[(f_{cm})/10]^{0,3} \quad E_{cs} \text{ e } f_{cm} \text{ em MPa} \quad (2.20)$$

$$A = 1,05 E_{cs} \epsilon_{co} / f_{cm} \quad (2.21)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad f_{cm} \text{ e } f_{ck} \text{ em MPa} \quad (2.22)$$

A expressão (2.20) fornece o módulo de elasticidade secante relativo à tensão igual a $0,4 f_{cm}$ e é igual à do boletim CEB 228 (expressão 2.9) para módulo tangente na origem. Ela é para avaliar o módulo de concretos com agregados de quartzito e deve ser multiplicada por 1, 2, 0,9 ou 0,7, se os agregados forem de basalto, calcáreo e arenito, respectivamente.

A expressão (2.17) para ϵ_{co} é igual à do boletim CEB 228, mas com o limite superior de $2,8 \times 10^{-3}$.

Segundo as expressões (2.17) e (2.19), para $f_{cm} \geq 88$ MPa, tem-se ϵ_{cu} aproximadamente constante e igual a $\epsilon_{co} = 2,8 \times 10^{-3}$ (figura 2.19).

Na figura 2.20, é feita comparação entre curvas do CEB-FIP MC90, boletins CEB 228 e fib 1 e EN 1992-1-1. Nela verifica-se que as maiores diferenças entre essas curvas ocorrem no ramo descendente e para concretos com maiores resistências..

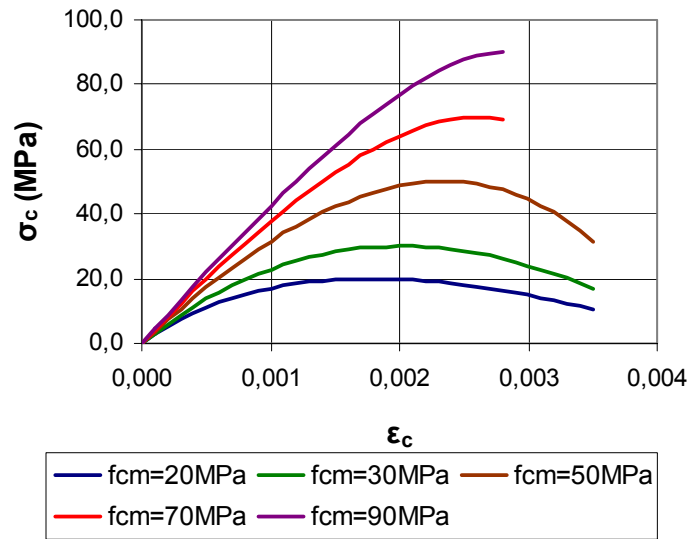


Figura 2.18: Curvas tensão-deformação da EN 1992-1-1.

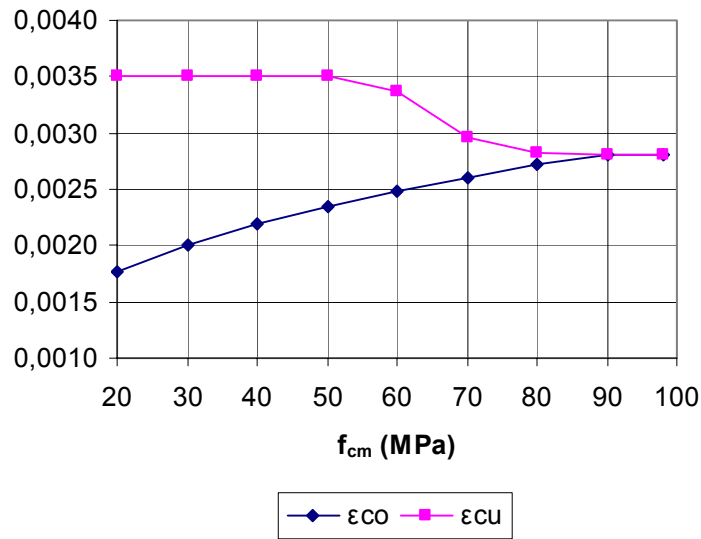


Figura 2.19: Valores de ε_{co} e ε_{cu} em função de f_{cm}, segundo a EN 1992-1-1.

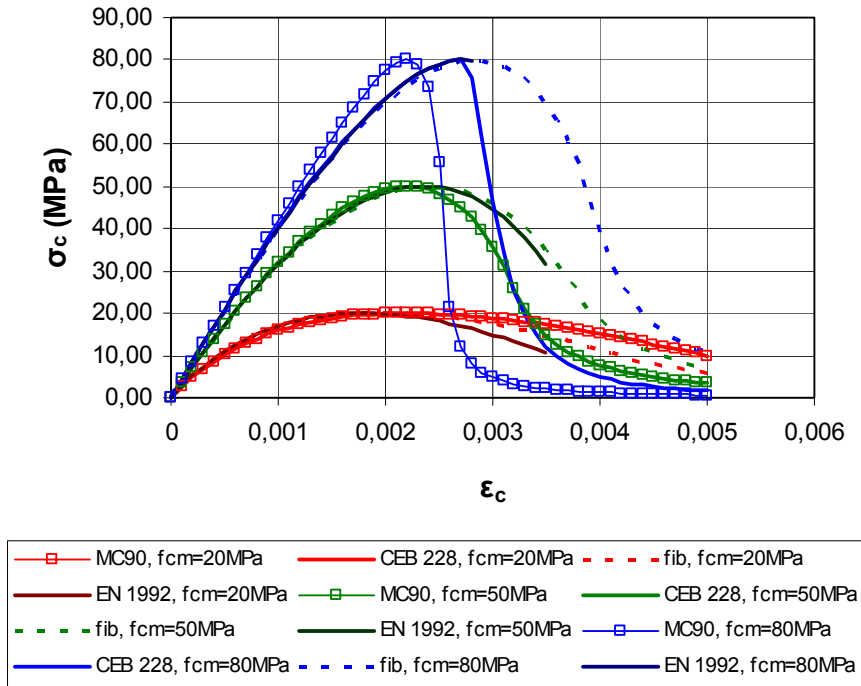


Figura 2.20: Comparação entre as curvas tensão-deformação propostas pelo CEB-FIP MC90, boletins CEB 228 e fib 1 e EN 1992-1-1.

2.1.3 – Curvas idealizadas propostas

A figura 2.21 ilustra um diagrama típico de tensão-deformação característico idealizado. Para ter-se o diagrama de cálculo, as tensões são divididas pelo coeficiente de minoração da resistência do concreto, γ_c .

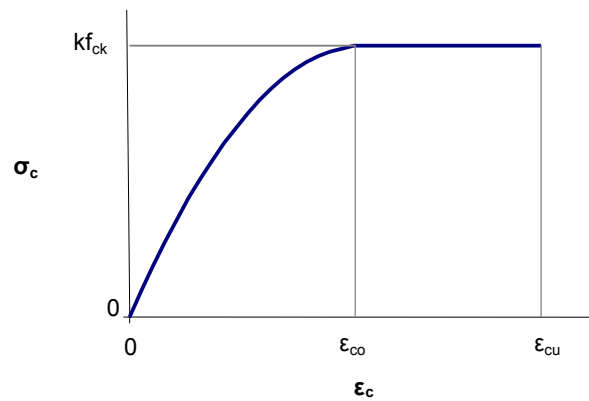


Figura 2.21: Diagrama tensão-deformação idealizado típico.

2.1.3.1 – Curvas CEB-FIP

Segundo o CEB-FIP MC90, tem-se:

Para $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co} = 0,002$,

$$\frac{\sigma_c}{kf_{ck}} = 2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \quad (2.23)$$

Para $0,002 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$,

$$\frac{\sigma_c}{kf_{ck}} = 1 \quad (2.24)$$

onde:

$$k = 0,85 \quad (2.25)$$

considera a influência de carga de longa duração,

$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3} \quad \text{para } f_{ck} \leq 50MPa \quad (2.26)$$

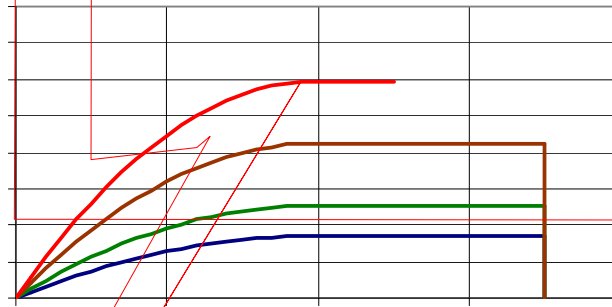
$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3} \left(\frac{50}{f_{ck}} \right) \quad \text{para } 50MPa \leq f_{ck} \leq 80MPa \quad (2.27)$$

Na tabela 2.3 constam os valores de ε_{co} e ε_{cu} obtidos das expressões acima e a figura 2.22 mostra exemplos das curvas tensão-deformação.

Tabela 2.3: Valores de ε_{co} e ε_{cu} para diferentes valores de f_{ck} , de acordo com o MC90.

f_{ck} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80
$\varepsilon_{co}(10^{-3})$	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
$\varepsilon_{cu}(10^{-3})$	3,5	3,5	3,5	3,5	2,9	2,5	2,2

Os diagramas dados por essas expressões, para concretos com $f_{ck} \leq 50MPa$, são os mesmos que constam na NBR 6118 (2004). Entretanto, para obter o diagrama de cálculo, caso de ações usuais, o MC90 adota $\gamma_c=1,5$ e a NBR 6118 $\gamma_c=1,4$.



Note-se que a expressão 2.28 é igual à 2.23 quando $n=2$.

Valores de ϵ_{co} , ϵ_{cu} e n dados por essas expressões encontram-se listados na tabela 2.4 e exemplos dos diagramas tensão-deformação são mostrados na figura 2.23.

Tabela 2.4: Valores de ϵ_{co} , ϵ_{cu} e n para diferentes valores de f_{ck} , de acordo com o boletim CEB 228.

f_{ck} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$\epsilon_{co}(10^{-3})$	2,0	2,0	2,0	2,0	2,1	2,1	2,2	2,2	2,3
$\epsilon_{cu}(10^{-3})$	3,5	3,5	3,5	3,5	3,3	3,1	2,9	2,7	2,5
n	2	2	2	2	1,9	1,8	1,8	1,7	1,6

Comparações entre os diagramas tensão-deformação e as deformações ϵ_{co} e ϵ_{cu} segundo o CEB-FIP MC90 e o boletim CEB 228 são feitas nas figuras 2.24 e 2.26, respectivamente. Nelas, nota-se que, para $f_{ck}>50$ MPa, o valor de ϵ_{cu} do MC90 diminui com relação ao dado no boletim CEB 228 à medida que f_{ck} aumenta, levando a menores trechos dos diagramas tensão-deformação com tensão constante.

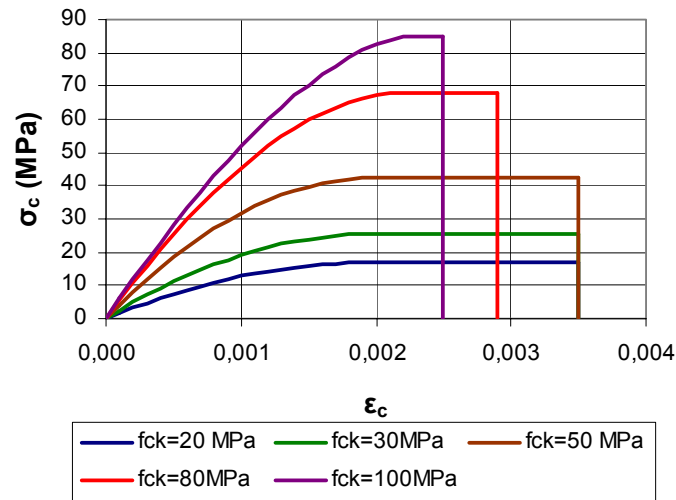


Figura 2.23: Diagramas idealizados característicos do boletim CEB 228.

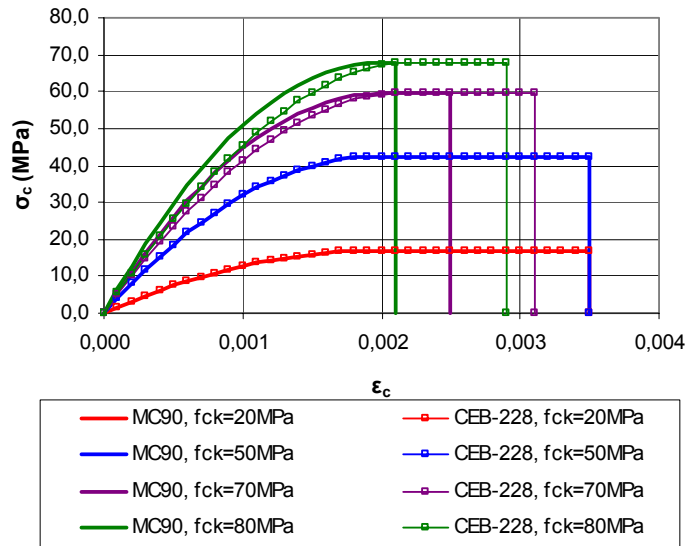


Figura 2.24: Comparação entre os diagramas de tensão-deformação idealizados característicos do MC90 e do boletim CEB 228.

Destaque-se que no boletim CEB 228 é indicado $\gamma_c = 1,5/(1,1 - f_{ck}/500)$, ou seja, para f_{ck} variando de 50 MPa a 100 MPa, γ_c varia de 1,5 a 1,67.

No diagrama de deformações específicas das seções transversais, considera-se o limite de ϵ_{co} para o caso de compressão uniforme e de ϵ_{cu} para o caso de haver flexão (figura 2.25). Para deformação no aço é considerado o limite de $\epsilon_{su} = 10 \times 10^{-3}$.

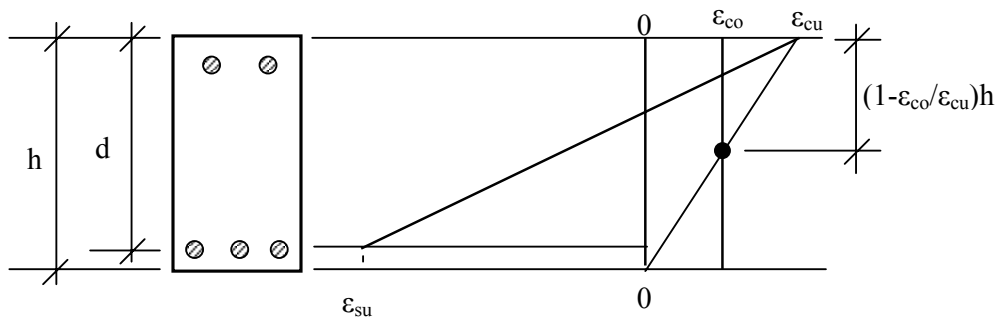


Figura 2.25: Deformações específicas limites para o concreto e o aço segundo procedimentos do CEB-FIP.

2.1.3.2 – Curva NS 3473

O diagrama tensão-deformação da norma norueguesa NS 3473 E (2004) é para concretos com f_{ck} até 95 MPa e é dado pelas seguintes expressões:

$$\text{Para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \frac{0,6kf_{ck}}{E_{cn}},$$

$$\frac{\sigma_c}{kf_{ck}} = \frac{\varepsilon_c}{E_{cn}} \quad (2.34)$$

$$\text{Para } \frac{0,6kf_{ck}}{E_{cn}} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co},$$

$$\frac{\sigma_c}{k \cdot f_{ck}} = \frac{\varepsilon_c}{E_{cn}} - \left(\frac{\varepsilon_{co}}{E_{cn}} - 1 \right) \left(\frac{\frac{\varepsilon_c}{E_{cn}} - 0,6}{\frac{\varepsilon_{co}}{E_{cn}} - 0,6} \right)^\alpha \quad (2.35)$$

$$\text{Para } \varepsilon_{co} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu},$$

$$\frac{\sigma_c}{kf_{ck}} = 1 \quad (2.36)$$

Nessas expressões, ($k f_{ck}$) é considerada como sendo a resistência à compressão do concreto na estrutura e, com f_{ck} e E_{cn} em MPa,

$$\varepsilon_{co} = (1,9 + 0,004kf_{ck}) \times 10^{-3} \quad (2.37)$$

$$\varepsilon_{cu} = 2,5\varepsilon_{co} - 1,5(kf_{ck} / E_{cn}) \quad (2.38)$$

$$k = 0,7 + \frac{2,8}{f_{ck}} \quad \text{para } f_{ck} \leq 45MPa \quad (2.39)$$

$$k = 0,56 + \frac{8,96}{f_{ck}} \quad \text{para } MPa < f_{ck} \leq MPa$$

Tabela 2.5: Valores de k , ϵ_{co} e ϵ_{cu} para diferentes valores de f_{ck} , de acordo com a NS 3473.

f_{ck} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80	90	95
k	0,84	0,79	0,77	0,74	0,71	0,69	0,67	0,66	0,65
$\epsilon_{co}(10^{-3})$	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,1	2,1	2,1	2,1
$\epsilon_{cu}(10^{-3})$	3,8	3,6	3,4	3,2	3,1	3,0	2,8	2,7	2,7

Enquanto nos diagramas CEB-FIP considera-se $k=0,85$, independentemente do valor de f_{ck} , nos da NS 3473, k diminui com o aumento de f_{ck} , indo de 0,84 a 0,65.

Na figura 2.26, percebe-se que, para CAR, há considerável diferença entre os valores de ϵ_{cu} dos diagramas do CEB-FIP MC90 e os do boletim CEB 228 e da NS 3473.

Ressalte-se que, segundo a NS 3473, para concretos com $f_{ck}>75\text{MPa}$, os valores de E_{cn} e ϵ_{co} devem ser determinados experimentalmente, para o tipo de concreto usado. Aqui, entretanto, admitem-se as expressões (2.37) e (2.43) válidas para concretos com f_{ck} até 95 MPa.

A figura 2.27 mostra exemplos dos diagramas tensão-deformação da NS 3473. Os de cálculo, para o caso de ações usuais, seriam obtidos substituindo-se nas expressões acima f_{ck} por $f_{cd}=f_{ck}/1,4$.

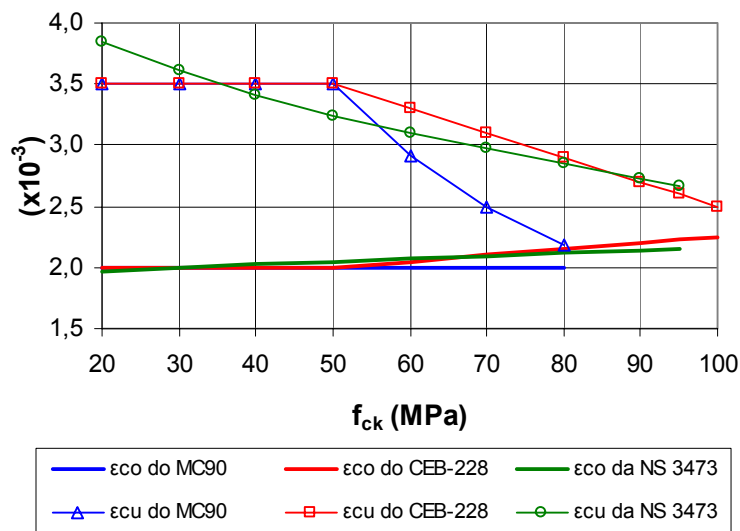


Figura 2.26: Comparação entre os valores de ϵ_{co} e ϵ_{cu} dos diagramas tensão-deformação do CEB-FIP MC90 e os do boletim CEB 228 e da NS 3473.

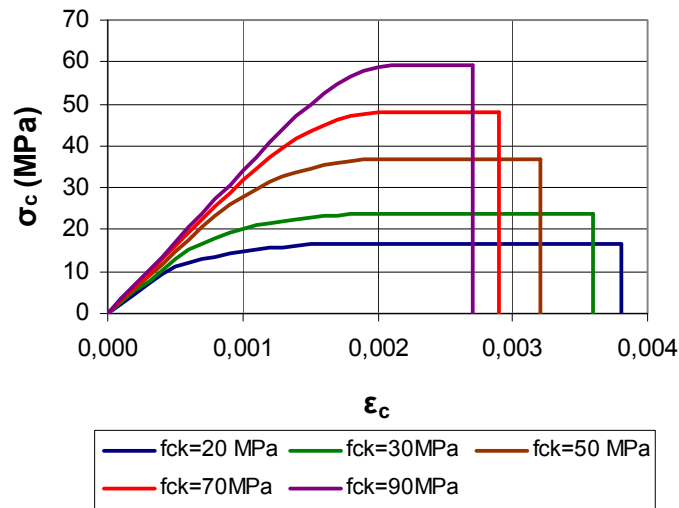


Figura 2.27: Diagramas tensão-deformação idealizados característicos da NS 3473.

Na figura 2.28, comparam-se diagramas da NS 3473 com os do CEB-FIP MC90 e boletim CEB 228. Nela observa-se que, conforme f_{ck} aumenta, as diferenças entre os diagramas também aumentam. Essas diferenças decorrem principalmente das diferenças entre os valores de k e de ϵ_{cu} das expressões que definem esses diagramas.

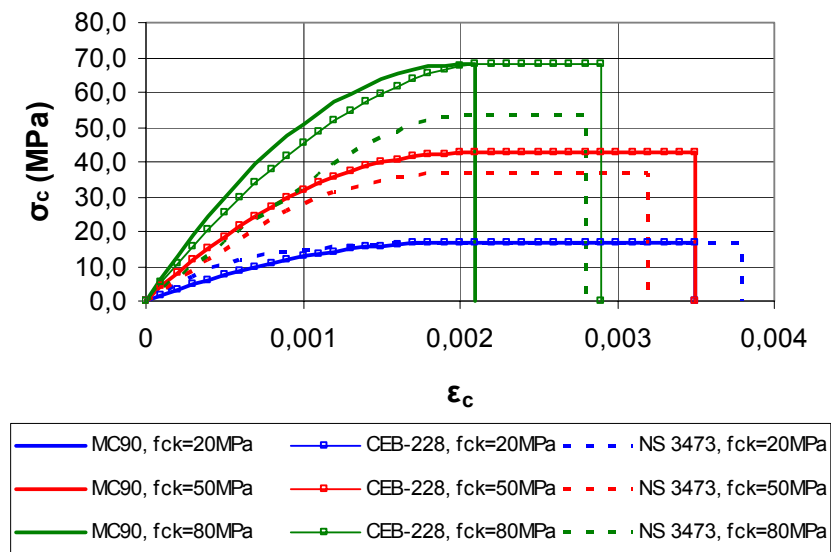


Figura 2.28: Comparação entre diagramas tensão-deformação idealizados característicos do CEB-FIP MC90, boletim CEB 228 e NS 3473.

No diagrama de deformações específicas das seções transversais, considera-se o limite de $(\epsilon_{co} + \epsilon_{cu})/2$ para a deformação de compressão média (figura 2.29) e para o aço a deformação limite é $\epsilon_{su} = 10 \times 10^{-3}$.

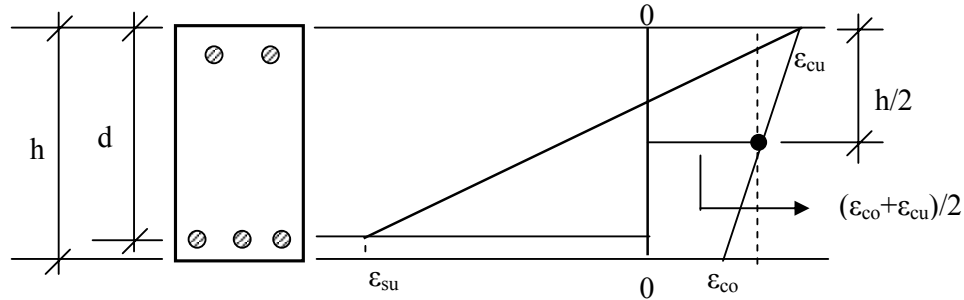


Figura 2.29: Deformações específicas limites para o concreto e o aço segundo procedimentos da NS 3473.

2.1.3.3 – Curvas EN 1992-1-1

Na norma da comunidade europeia, o diagrama tensão-deformação idealizado (figura 2.30) é obtido a partir das expressões abaixo.

Para $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{co}$:

$$\frac{\sigma_c}{kf_{ck}} = \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^n \right] \quad (2.44)$$

Para $\epsilon_{co} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$:

$$\frac{\sigma_c}{kf_{ck}} = 1 \quad (2.45)$$

onde, com f_{ck} em MPa,

$$\epsilon_{co} = 2 \times 10^{-3} \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (2.46)$$

$$\epsilon_{co} = \left(2 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53} \right) \times 10^{-3} \quad \text{para } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \quad (2.47)$$

$$\epsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3} \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (2.48)$$

$$\epsilon_{cu} = \left(2,6 + 35 \left[\frac{90 - f_{ck}}{100} \right]^4 \right) \times 10^{-3} \quad \text{para } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \quad (2.49)$$

$$n = 2 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (2.50)$$

$$n = 1,4 + 23,4 \left[\frac{(90 - f_{ck})}{100} \right]^4 \quad \text{para } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \quad (2.51)$$

O valor de k , dito levar em conta efeitos de longa duração na resistência à compressão do concreto e efeitos desfavoráveis decorrentes do modo de aplicação da carga, é um dos parâmetros da norma europeia que pode variar de país para país e é definido no anexo nacional à norma de cada país. É estabelecido que o valor de k adotado deve ficar entre 0,8 e 1,0, recomendando-se, entretanto, o valor de 1,0. Na Grã-bretanha, por exemplo, o anexo dessa norma define $k=0,85$ (BSI, 2005).

Valores de ϵ_{co} , ϵ_{cu} e n dados pelas expressões acima para diferentes valores de f_{ck} encontram-se na tabela 2.6.

Tabela 2.6: Valores de ϵ_{co} , ϵ_{cu} e n para diferentes valores de f_{ck} , de acordo com a EN 1992-1-1.

f_{ck} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80	90
$\epsilon_{co}(10^{-3})$	2,0	2,0	2,0	2,0	2,3	2,4	2,5	2,6
$\epsilon_{cu}(10^{-3})$	3,5	3,5	3,5	3,5	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2	2	2	2	1,6	1,4	1,4	1,4

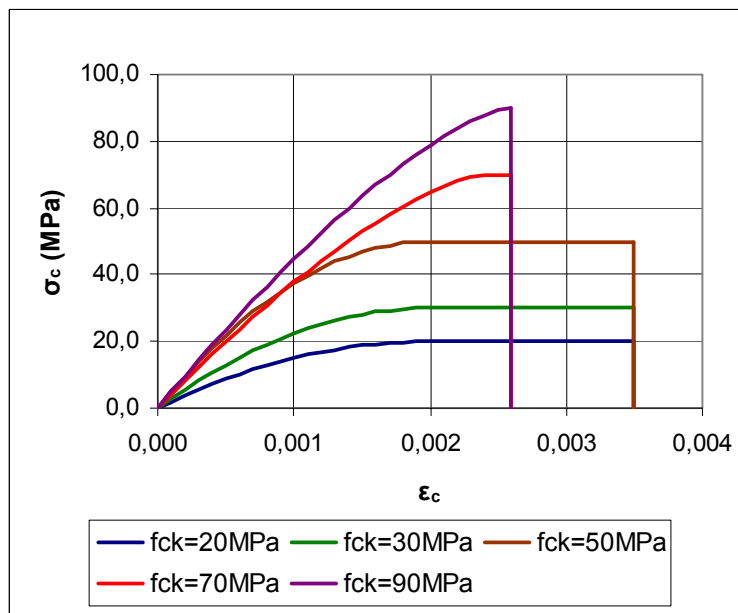


Figura 2.30: Diagramas tensão-deformação idealizados característicos, de acordo com a EN 1992-1-1, com $k=1,0$.

Outros diagramas tensão-deformação idealizados podem ser utilizados se forem equivalentes ou mais conservadores que o representado na figura 2.30, como, por exemplo, o diagrama bi-linear da figura 2.31. Este diagrama é definido pelas expressões a seguir.

Para $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0}$:

$$\frac{\sigma_c}{kf_{ck}} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \quad (2.52)$$

Para $\varepsilon_{c0} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$:

$$\frac{\sigma_c}{kf_{ck}} = 1 \quad (2.53)$$

onde, com f_{ck} em MPa,

$$\varepsilon_{c0} = 1,75 \times 10^{-3} \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (2.54)$$

$$\varepsilon_{c0} = \{1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]\} \times 10^{-3} \quad \text{para } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \quad (2.55)$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3} \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (2.56)$$

$$\varepsilon_{cu} = \{2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4\} \times 10^{-3} \quad \text{para } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \quad (2.57)$$

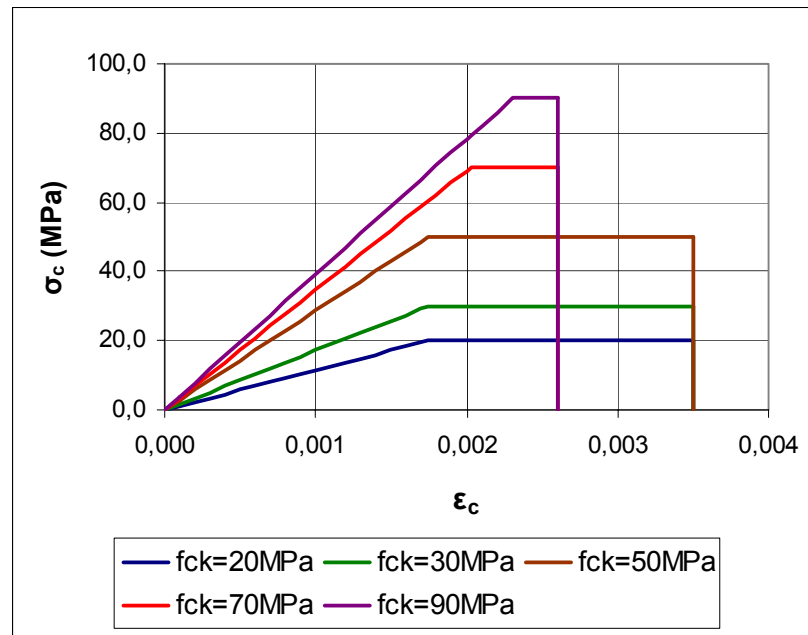


Figura 2.31: Diagramas tensão-deformação característicos bi-lineares, de acordo com a EN 1992-1-1, com $k=1,0$.

Se considerar-se $k=0,85$ nas expressões 2.44 e 2.45, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa, os diagramas idealizados do CEB-FIP MC90, do boletim CEB 228 e da EN 1992-1-1 são os mesmos. Para os com $f_{ck} > 50$ MPa, as expressões do diagrama do boletim CEB 228 e da EN 1992-1-1 são do mesmo tipo, mas há diferenças nos valores de n , ϵ_{co} e ϵ_{cu} (ver tabelas 2.4 e 2.6).

Na figura 2.32, é feita comparação entre os diagramas idealizados do CEB-FIP MC90, do boletim CEB 228 e da EN 1992-1-1 para concretos com $f_{ck} > 50$ MPa, considerando-se $k=0,85$ nas expressões 2.44 e 2.45. Nela notam-se maiores diferenças entre os diagramas relativos a concreto com maior valor de f_{ck} . Comparação entre os valores de ϵ_{co} e ϵ_{cu} desses mesmos diagramas pode ser vista na figura 2.33.

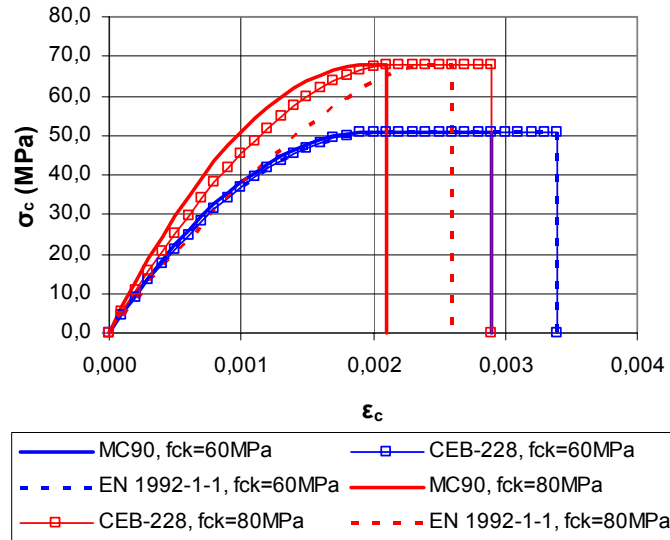


Figura 2.32: Comparação entre as curvas tensão-deformação características idealizadas do CEB-FIP MC90, do boletim CEB 228 e da EN 1992-1-1 ($k=0,85$), para concretos com $f_{ck} = 60$ MPa e $f_{ck}=80$ MPa.

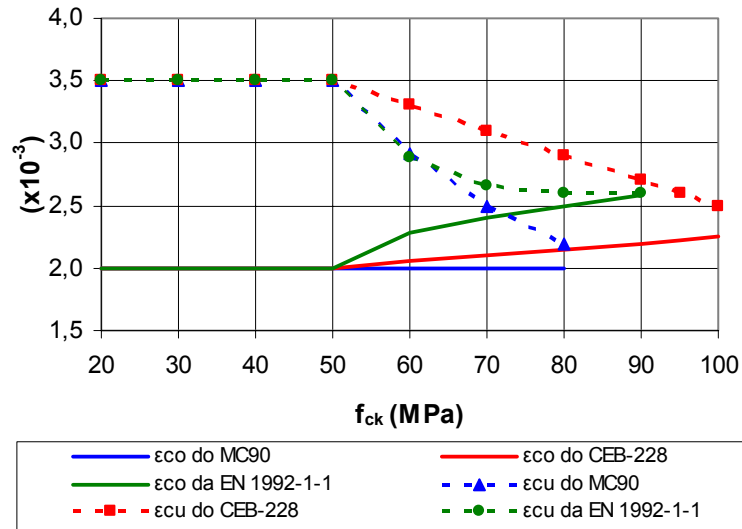


Figura 2.33: Comparação entre os valores de ϵ_{co} e ϵ_{cu} dos diagramas tensão-deformação do CEB-FIP MC90, do boletim CEB 228 e da EN 1992-1-1.

No diagrama de deformações específicas das seções transversais, considera-se o limite de ϵ_{co} para o caso de compressão uniforme e de ϵ_{cu} para o caso de haver flexão (figura 2.34). Para deformação no aço, não é imposto limite se para ele for adotado um diagrama tensão-deformação de material elasto-plástico. Caso se adote um diagrama bilinear com o segundo trecho indo de f_{yk} a f_{tk} , a deformação do aço é limitada a $0,9\epsilon_{suk}$ (figura 2.34), onde ϵ_{suk} depende da classe de ductilidade, conforme mostra a tabela 2.7. Na tabela 2.7, f_y e f_t são a resistência de escoamento e a resistência à tração do aço, respectivamente.

Tabela 2.7 – Características dos aços, segundo a EN 1992-1-1

Classe	A	B	C
f_{yk} (MPa)	400 a 600		
$k=(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$
ϵ_{suk} (10^{-3})	≥ 25	≥ 50	≥ 75

Figura 2.34: Deformações específicas limites para o concreto e o aço segundo procedimentos da EN 1992-1-1.

2.1.4 – Diagramas de tensão de compressão retangulares propostos

Visando simplificar o cálculo estrutural no estado limite último, as normas costumam sugerir um diagrama retangular de tensão de compressão para o concreto. Diferentes valores da tensão e da altura do diagrama retangular têm sido sugeridos para o diagrama de tensão de compressão (figura 2.35) e exemplos deles constam na tabela 2.9. As expressões para α , β e ϵ_{cu} em função de f_{ck} relativos à NS 3473 da Tabela 2.9 resultaram de ajuste aos valores dados na norma que constam na Tabela 2.8.

Figura 2.35: Diagrama de tensão de compressão retangular usado para o concreto.

Tabela 2.8: Valores de α , β e ϵ_{cu} da NS 3473 referentes ao diagrama retangular f_{ck}

90, único da Tabela 2.9 com altura igual à da linha neutra ($\beta=1$), o valor de α foi escolhido a partir do diagrama tensão normal de compressão-deformação específica realista do MC 90, de maneira a ter-se para tensão do diagrama retangular (valor médio de tensão ao longo da altura da linha neutra) a tensão do ramo descendente do diagrama realista que corresponde à deformação específica na fibra mais comprimida (Figura 2.36). A deformação para a qual isso ocorre é $\epsilon_{cu} = (4 - 0,02f_{ck}) \times 10^{-3}$.

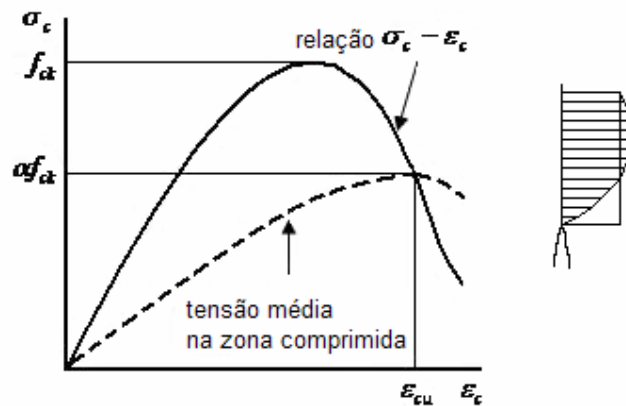


Figura 2.36: Definição da tensão a adotar no diagrama retangular do MC 90.

Na Figura 2.37 são feitas comparações entre os valores de (αk) e β e na Figura 2.38 entre os valores de $(\alpha k \beta)$ e de $(\alpha k \beta) / \gamma_c$ segundo os diagramas de tensão retangulares de diferentes normas.

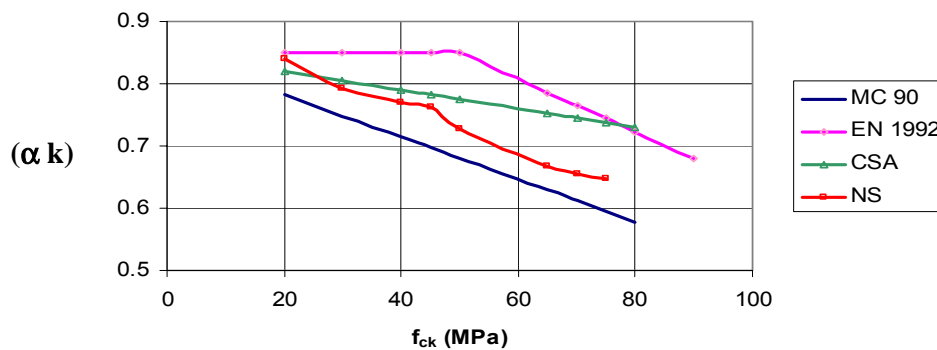


Figura 2.37: Valores de (αk) e de β para os diagramas retangulares de tensão de compressão de diferentes normas (continua).

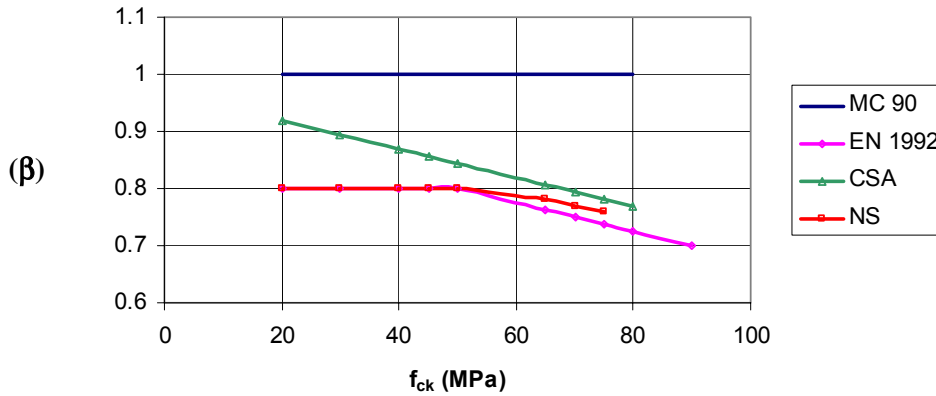


Figura 2.37: Valores de (αk) e de β para os diagramas retangulares de tensão de compressão de diferentes normas (continuação).

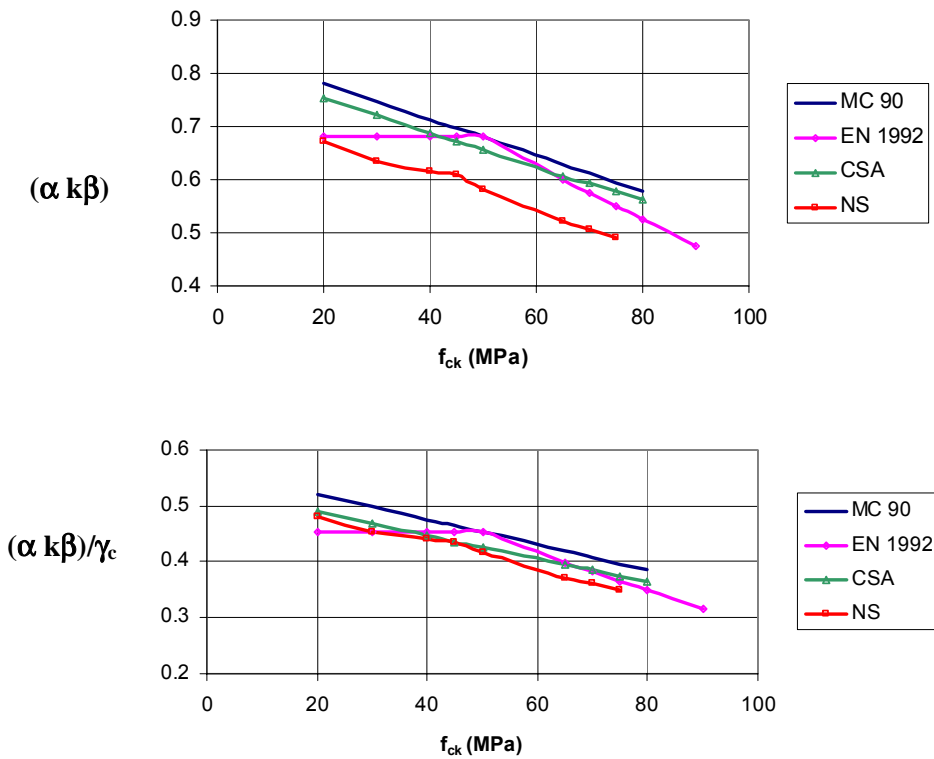


Figura 2.38: Valores de $(\alpha k \beta)$ e de $(\alpha k \beta)/\gamma_c$ segundo diferentes normas.

Embora haja diferença de até 26% em $(k\alpha)$ e de até 38% em β , as maiores diferenças em $(\alpha k \beta)$ e $(\alpha k \beta)/\gamma_c$, grandezas que multiplicadas pela altura da linha neutra e a resistência à compressão do concreto dão a força de compressão no concreto, caem para 21% e 15%, respectivamente.

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica

Tabela 2.9: Valores de α , β , k , γ_c , γ_s , e de limites de deformação no concreto e no aço, f_{ck} .

Norma	α	β	k , γ_c , γ_s	Limites de deformação no concreto e no aço e de f_{ck}
CEB-FIP MC 90 (1993)	$(1-f_{ck}/250)$	1	$k=0,85$ $\gamma_c=1,5$ $\gamma_s=1,15$	$\epsilon_{cu} = (4-0,02f_{ck}) \times 10^{-3}$ $\epsilon_{su} = 10 \times 10^{-3}$ $f_{ck} \leq 80 \text{ MPa}$
EN 1992-1 (2004)	1 para $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ $1 - (f_{ck}-50)/200$ para $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$	0,8 para $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ $0,8 - (f_{ck}-50)/400$ para $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$	k entre 0,8 e 1,0 $\gamma_c=1,5$ $\gamma_s=1,15$	$\epsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3}$ para $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ $\epsilon_{cu} = [2,6 + 35((90-f_{ck})/100)^4] \times 10^{-3}$ para $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$ $\epsilon_{co} = 1,75 \times 10^{-3}$ para $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ $\epsilon_{co} = [1,75 + 0,55(f_{ck}-50)/40] \times 10^{-3}$ para $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$ ϵ_{su} depende da classe de ductilidade
CSA A.23.3 (2004)	$(0,85 - 0,0015 f_c')/0,85 \geq 0,67$	$0,97 - 0,0025 f_c' \geq 0,67$	$k=0,85$ $\gamma_c = 1/0,65=1,54$ $\gamma_s = 1/0,85=1,18$	$\epsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3}$ $f_c' \leq 80 \text{ MPa}$
NS 3473.E (2004)	1 para $f_{ck} \leq 45 \text{ MPa}$ $5 \times 10^{-5} f_{ck}^2 - 0,0076 f_{ck} + 1,24$ para $45 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 75 \text{ MPa}$	0,8 para $f_{ck} \leq 55 \text{ MPa}$ $0,91 - 0,002 f_{ck}$ para $55 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 75 \text{ MPa}$	k varia entre 0,84 e 0,65 (tabela 2.5) $\gamma_c=1,4$ $\gamma_s=1,25$	$\epsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3}$ para $f_{ck} \leq 45 \text{ MPa}$ $\epsilon_{cu} = (4 \times 10^{-4} f_{ck}^2 - 0,0645 f_{ck} + 5,636) \times 10^{-3}$ para $45 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 75 \text{ MPa}$ $\epsilon_{su} = 10 \times 10^{-3}$

2.2 – Ensaio de elementos submetidos a compressão uniforme e excêntrica

Aqui são apresentados dados de pilares e pilaretes de concreto de alta resistência de seção transversal quadrada ou retangular ensaiados à compressão simples ou composta. A título de comparação são incluídos também dados de alguns elementos de concreto de baixa resistência que foram ensaiados pelos mesmos autores que ensaiaram os de alta resistência. Encontram-se listados 416 elementos cujos ensaios são relatados em 25 diferentes fontes. Eles são de concreto com agregados de massa específica convencional, relação comprimento/menor dimensão da seção transversal (L/h) maior ou igual a três e, a menos de 19 casos (CLAESON, GYLLYOFT e GRAUERS, 1996; CLAESON, GYLLYOFT, 1998), espaçamento entre estribos menor ou igual à menor dimensão da seção transversal. A consideração desses 19 casos deveu-se ao fato de não haver diferença significativa entre as resistências desses pilares e as de pilares ensaiados pelos mesmos autores com mesmas características e espaçamentos entre estribos menores que a menor dimensão da seção transversal.

Além do tipo de seção transversal, esses elementos têm como variáveis: dimensões, resistências do concreto e do aço, excentricidade do carregamento, taxas e arranjos de armaduras.

Nas Tabelas A.1 e A.2, no apêndice, constam os principais dados dos espécimes submetidos a compressão uniforme e a compressão excêntrica, respectivamente. Esses dados são: dimensões da seção transversal (b , h), excentricidade inicial da carga longitudinal (e_y), excentricidade relativa (e_y/h), relação comprimento/menor dimensão da seção transversal (L/h), resistência à compressão do concreto (f_c), tipo de arranjo das armaduras longitudinal e transversal (A, B, C, D, E, F, G, H, J, L, M, N, conforme mostrado na Figura 2.39), área da seção transversal das camadas i de armadura longitudinal ($A_{s,i}$), distância dessas camadas à fibra mais comprimida (d_i), taxa geométrica da armadura longitudinal total (ρ_L), tensão de escoamento do aço da armadura longitudinal (f_y), tensão de ruptura do aço da armadura longitudinal (f_t), taxa volumétrica da armadura transversal na região do pilar a meia altura (volume de armadura transversal/volume de concreto confinado, ρ_v), tensão de escoamento do aço da armadura transversal (f_{ty}), $\rho_v f_{ty}/f_c$ quando fornecido o valor de f_{ty} , área da seção transversal do núcleo do pilar confinado (A_{cc}), relação entre A_{cc} e a área da seção do

pilar A_c , força normal resistente experimental (N_{exp}) e momento fletor resistente experimental (M_{exp}).

Quando na fonte consultada consta a resistência à compressão do concreto obtida a partir do ensaio de cubos, a resistência equivalente ao ensaio de cilindros, que é a que consta nas Tabelas A.1 e A.2, foi considerada como sendo a tirada do ensaio de cubos multiplicada por 0,8 para $f_{c,cubo} \leq 85$ MPa e 0,85 para $f_{c,cubo} > 85$ MPa.

As dimensões do núcleo da seção transversal confinado para cálculo de A_{cc} foram consideradas como sendo as distâncias entre os eixos das pernas externas dos estribos.

Para os pilares com compressão excêntrica, o valor de M_{exp} inclui a excentricidade inicial e o deslocamento lateral na seção dos pilares a meia altura.

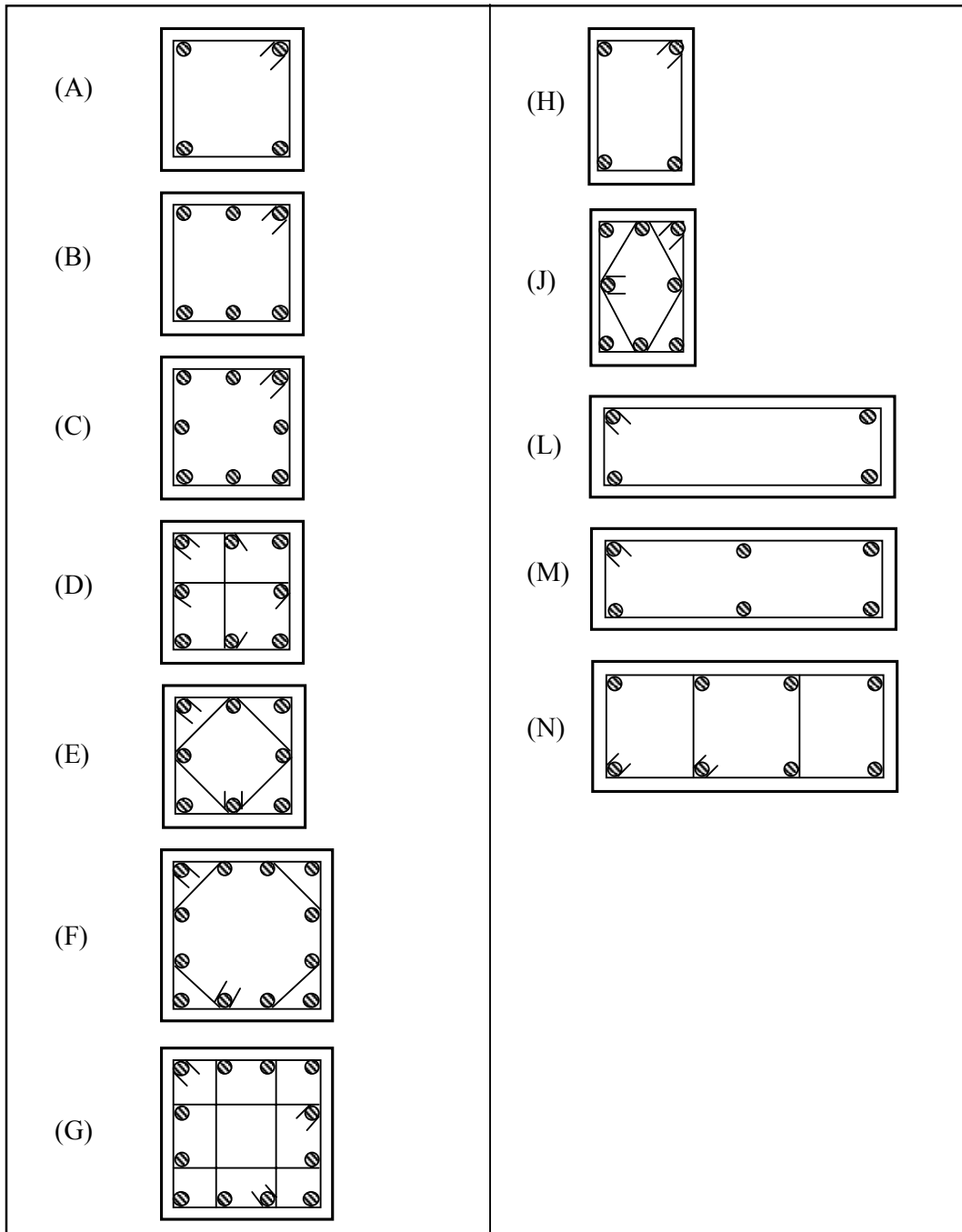


Figura 2.39: Tipos de arranjo das armaduras longitudinal e transversal dos elementos ensaiados.

CAPÍTULO 3 – CONSIDERAÇÕES E COMPARAÇÕES

3.1 – Comportamento de pilares de CAR

Muitas variáveis afetam o comportamento dos pilares de CAR, o qual ainda não se encontra plenamente compreendido.

O entendimento do comportamento de pilares submetidos a compressão uniforme, caso que não é o mais comumente encontrado na prática, auxilia na definição dos procedimentos de cálculo.

Tem sido verificado experimentalmente que, em muitos casos, mesmo que a armadura longitudinal escoar, o destacamento do cobrimento ocorre antes que a carga no pilar atinja o valor de

$$F = 0,85 f_c A_c + A_s \sigma_s \quad (3.1)$$

Isso tem merecido diferentes explicações: maior retração na parte externa que no núcleo acarretando tensões de tração no cobrimento (COLLINS, MITCHELL e MACGREGOR, 1993), densa armadura separando o cobrimento do núcleo provendo separação entre essas partes que leva à instabilidade da parte do cobrimento (SAATCIOGLU e RAZVI, 1998).

Esse fato tem levado à indicação de que se considere na expressão 3.1 apenas a seção no núcleo, A_{cc} , em vez de A_c , ou de que se adote valor menor que $0,85 f_c$ para os elementos de concretos de maior resistência (entre $0,85 f_c$ e $0,60 f_c$).

O comportamento do pilar depois da perda do cobrimento depende principalmente da relação A_{cc}/A_c , de f_c , das taxas e arranjo das armaduras e das características do aço das armaduras. Em função desses parâmetros, que afetam o confinamento passivo provido pelas armaduras em estágios avançados de tensão, a carga correspondente à perda do cobrimento pode ser a máxima ou não.

Para mesmas seções transversais, taxas e arranjos de armaduras, quanto maior f_c menor o confinamento passivo do núcleo do pilar, devido à menor expansão lateral dos concretos de maior resistência para tensões próximas à máxima. Segundo alguns autores, existe correlação entre $\rho_v f_{ty}/f_c$ (taxa volumétrica mecânica de armadura

transversal) e a resistência e a ductilidade do pilar, dentro de certos limites de $\rho_v f_{ty}/f_c$ e de espaçamento da armadura transversal.

Em pilares com taxa e arranjo de armadura que levem a um bom confinamento, o aumento de f_{ty} , grandeza que limita a tensão de confinamento lateral, leva ao aumento de resistência e ductilidade. Em pilares onde o confinamento é menos efetivo, a armadura transversal não chega a atingir a tensão de escoamento até a carga neles aplicada ter seu valor máximo. Apesar disso, os modelos propostos na literatura para avaliar o efeito do confinamento, em geral, assumem para a armadura transversal tensão igual à de escoamento.

Quanto mais distribuída for a armadura longitudinal contida lateralmente, no perímetro da seção, e a armadura transversal, ao longo do comprimento do pilar, mais efetivo é o confinamento.

O confinamento provido pelas armaduras pode levar apenas ao aumento da ductilidade ou ao aumento da resistência e da ductilidade.

O efeito do confinamento no comportamento do concreto, na maioria dos casos, tem sido investigado a partir de ensaios de elementos submetidos a compressão uniforme, mas há alguns estudos sobre elementos sujeitos a compressão excêntrica.

Segundo Saatcioglu, Salamati e Razvi (1995), no caso de concreto simples, foi verificado que a influência do gradiente de deformações na relação tensão-deformação do concreto pode ser desprezada, embora o ramo descendente do diagrama tensão-deformação tenha menor inclinação com relação ao eixo de deformações quando há gradiente de deformações na seção transversal. Em face disso, o mesmo diagrama tensão-deformação vem sendo usado para análise de elementos submetidos a compressão uniforme e excêntrica. No caso do concreto confinado, também se verificou o mesmo efeito no ramo descendente do diagrama tensão-deformação constatado no concreto simples, mas há controvérsias com relação à possibilidade de se usar o mesmo diagrama tensão-deformação para o concreto confinado submetido a compressão uniforme e excêntrica. De acordo com alguns autores (SAATCIOGLU, SALAMATI E RAZVI, 1995, por exemplo), a análise de pilares submetidos a compressão excêntrica usando modelo para o concreto obtido a partir de ensaios de elementos sob compressão uniforme leva a resultados com precisão razoável.

Em geral, no cálculo da resistência teórica de pilares, o aumento da resistência advindo do confinamento passivo provido pelas armaduras é desprezado. A NS 3473 (2004) permite a consideração desse aumento apenas para pilares de seção circular com

pequena excentricidade, armadura transversal em espiral e $f_{ck} \leq 45$ MPa. Entretanto, há nas normas de cálculo regras de detalhamento que objetivam, ao mesmo tempo, assegurar alguma ductilidade do pilar e evitar a flambagem da armadura longitudinal antes da ruptura do concreto: número mínimo de barras da armadura longitudinal, diâmetros mínimos para as barras das armaduras longitudinal e transversal, espaçamento máximo entre as barras da armadura longitudinal não contidas lateralmente e espaçamento máximo entre estribos. Nas normas CSA A.23.3 (2004) e NS 3473 (2004), o espaçamento máximo entre estribos depende da resistência do concreto. Na Tabela 3.1 são dados exemplos dessas regras.

Tabela 3.1 – Regras de detalhamento de pilares

Norma	Armadura longitudinal	Armadura transversal
CEB-FIP MC 90 (1993)	$\phi_L \geq 12\text{mm}$ $s_L \leq 150\text{mm}$	$\phi_t \geq 5\text{mm}$ ou $\phi_L/4$ $s_t \leq 12\phi_L$ ou menor dimensão da seção ou 300mm
EN 1992-1 (2004)	$\phi_L \geq 8\text{mm}$ $s_L \leq 150\text{mm}$	$\phi_t \geq 6\text{mm}$ ou $\phi_L/4$ $s_t \leq 20\phi_L$ ou menor dimensão da seção ou 400mm
CSA A.23.3 (2004)	$s_L \leq 150\text{mm}$	$\phi_t \geq 0,3 \phi_L$ ($\phi_L \leq 29,9\text{mm}$) ou 11,3mm ($\phi_L > 29,9\text{mm}$) $s_t \leq 16\phi_L$ ou $48\phi_t$ ou menor dimensão da seção ou 300mm ($f_{ck} \leq 50\text{MPa}$; para f_{ck} >50MPa, esses valores são multiplicados por 0,75)
NS 3473.E (2004)	$\phi_L \geq 10\text{mm}$ $s_L \leq 15\phi_t$	$s_t \leq 15\phi_L$ ($f_{ck} \leq 55\text{MPa}$) ou $10\phi_L$ para $f_{ck} > 55\text{MPa}$ (neste caso, $\phi_t \geq 10\text{mm}$)

s_t = distância entre estribos; s_L = distância entre barras da armadura longitudinalmente;

ϕ_L e ϕ_t = diâmetro das armaduras longitudinal e transversal respectivamente.

Alguns modelos eram pilares de seção transversal constante (B - figura 3.1), com maiores taxas de armadura transversal e/ou colares metálicos nas extremidades, ou com aumento de seção nas extremidades (A e D – figura 3.1). Outros tinham a forma do pilar (C) (figura 3.1), com maior concentração de armaduras nas abas. Em geral, eles foram concretados na posição horizontal, mas alguns deles foram concretados na posição vertical (mesma posição de ensaio). Houve casos em que cilindros-padrão usados na caracterização do concreto e modelos tiveram o mesmo tipo de cura e casos em que os cilindros tiveram cura diferente da dos modelos.

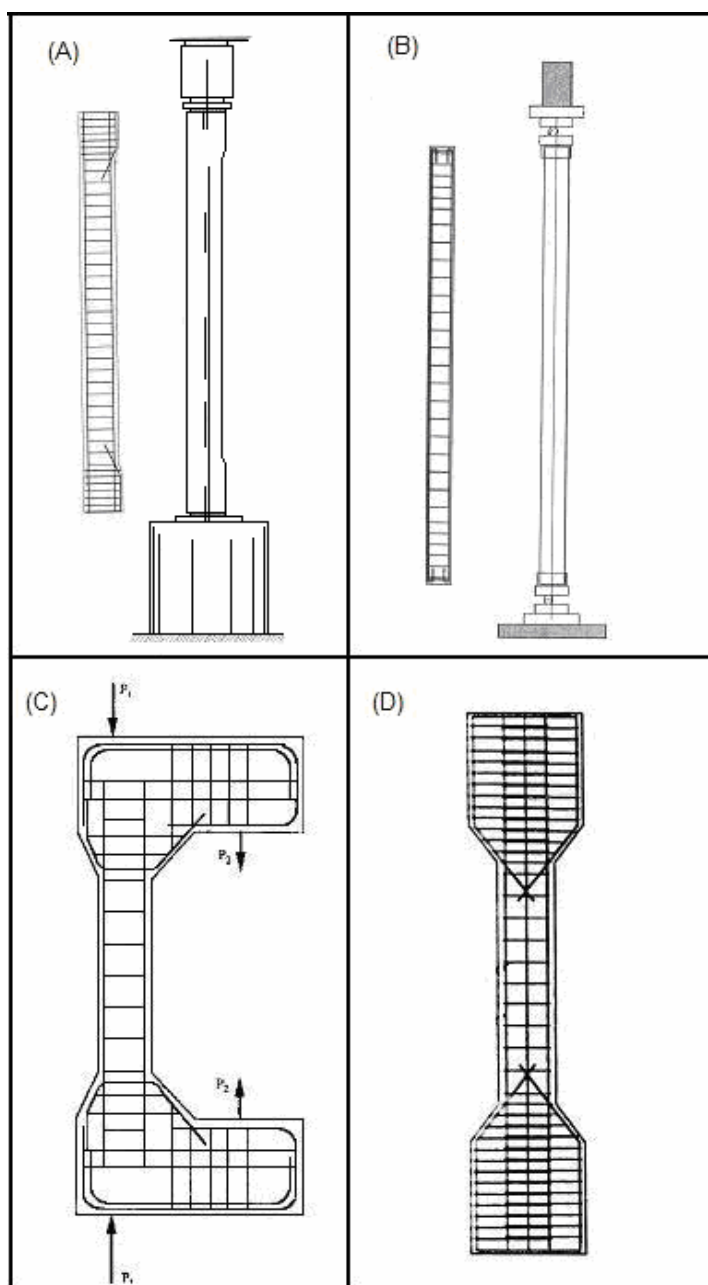


Figura 3.1: Modelos dos pilares dos ensaios.

O sistema de carregamento de alguns modelos do tipo (C) (figura 3.1) incluiu duas cargas, uma centrada e outra excêntrica.

Nem todos os modelos foram detalhados de acordo com prescrições de normas, particularmente no que se refere a cobrimento e diâmetros mínimos das armaduras, face às dimensões reduzidas das seções transversais.

Note-se que, em geral, as dimensões dos elementos fornecidas são as nominais e que em elementos com seção transversal menor, há maior sensibilidade a erros relativos à excentricidade do carregamento e também ao cobrimento. Por outro lado, o número de ensaios usado na caracterização dos materiais concreto e aço variou de pesquisa para pesquisa, tendo-se, portanto, diferentes níveis de incerteza nos dados dos grupos de espécimes analisados.

Na Figura 3.2, são mostradas as freqüências dos parâmetros principais de todo o conjunto de elementos ensaiados. No histograma referente a $\rho_v f_{ty}/f_c$, não constam todos os elementos, pois para alguns deles não foram fornecidos os valores de f_{ty} .

Dos 416 elementos ensaiados,

- 14 (3%) não tinham armadura (5 com compressão uniforme e 9 com compressão excêntrica)
- 123 (30%) foram submetidos a compressão centrada e 293 (70%) ensaiados sob compressão excêntrica, tendo-se 392 (94%) com $e_y/h \leq 0,6$,
- 269 (65%) tinham seção quadrada, 147 (35%) tinham seção retangular,
- 92 (22%) tinham $f_c \leq 50$ MPa, 20 (5%) tinham $f_c > 100$ MPa,
- 286 (69%) tinham $L/h \leq 9$,
- 162 (39%) tinham $f_y > 500$ MPa,
- 399 (96%) tinham A_{cc}/A_c entre 0,4 e 0,8,
- 341 (82%) tinham $\rho_L \leq 4\%$,
- 294 (71%) tinham $\rho_v \leq 2,0\%$ e $\rho_v f_{ty}/f_c \leq 0,25\%$.

Os valores de A_{cc}/A_c , $\rho_v f_{ty}/f_c$ e f_c levam a crer que, em geral, o confinamento lateral provido pelas armaduras não tenham tido influência significativa na resistência dos elementos ensaiados.

Em vista disso, a comparação das resistências experimentais com as teóricas, calculadas desprezando o efeito do confinamento passivo, deve dar uma boa idéia do nível de segurança associado ao modelo de cálculo adotado.

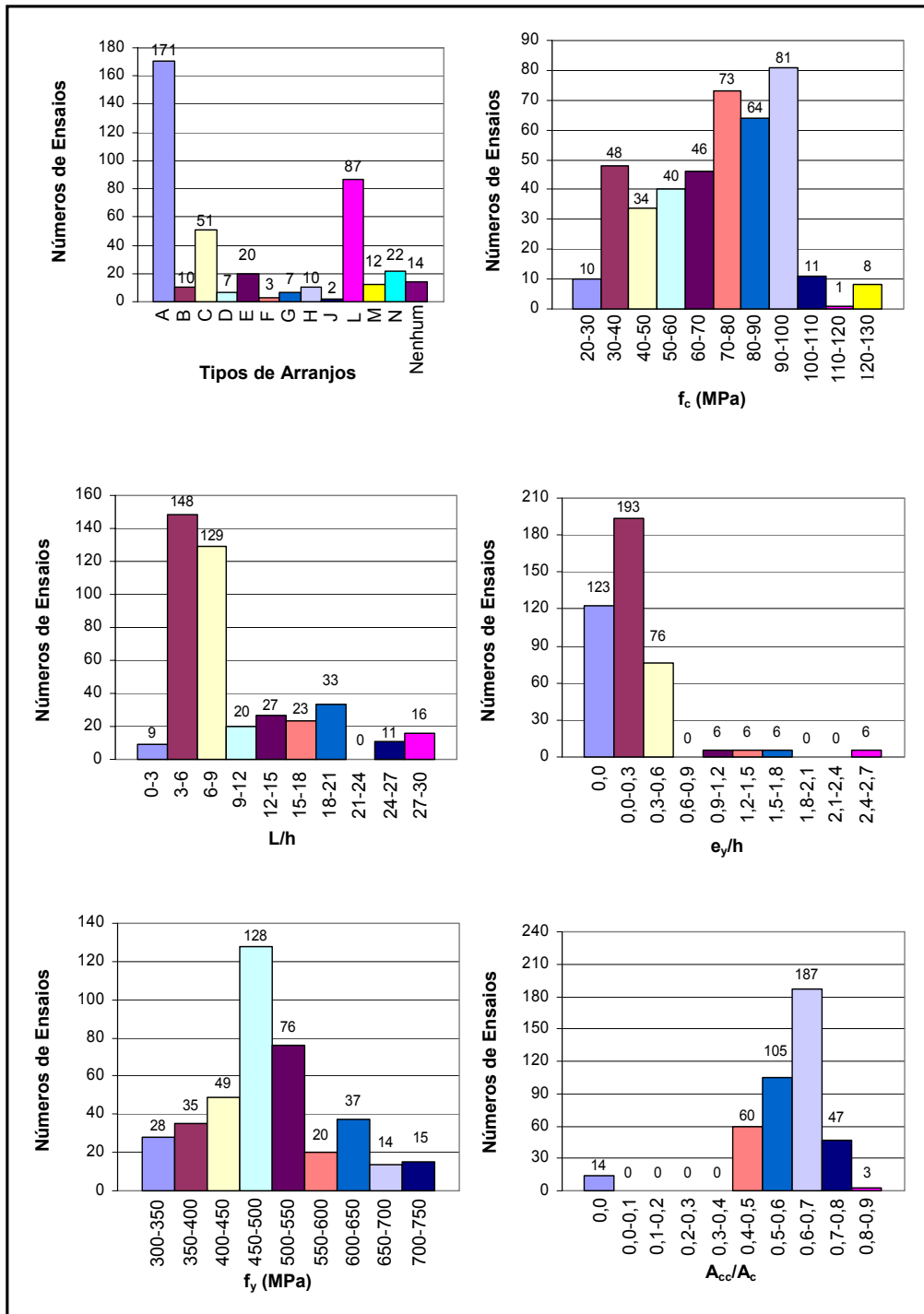


Figura 3.2: Frequência dos valores das principais variáveis dos elementos ensaiados

(continua).

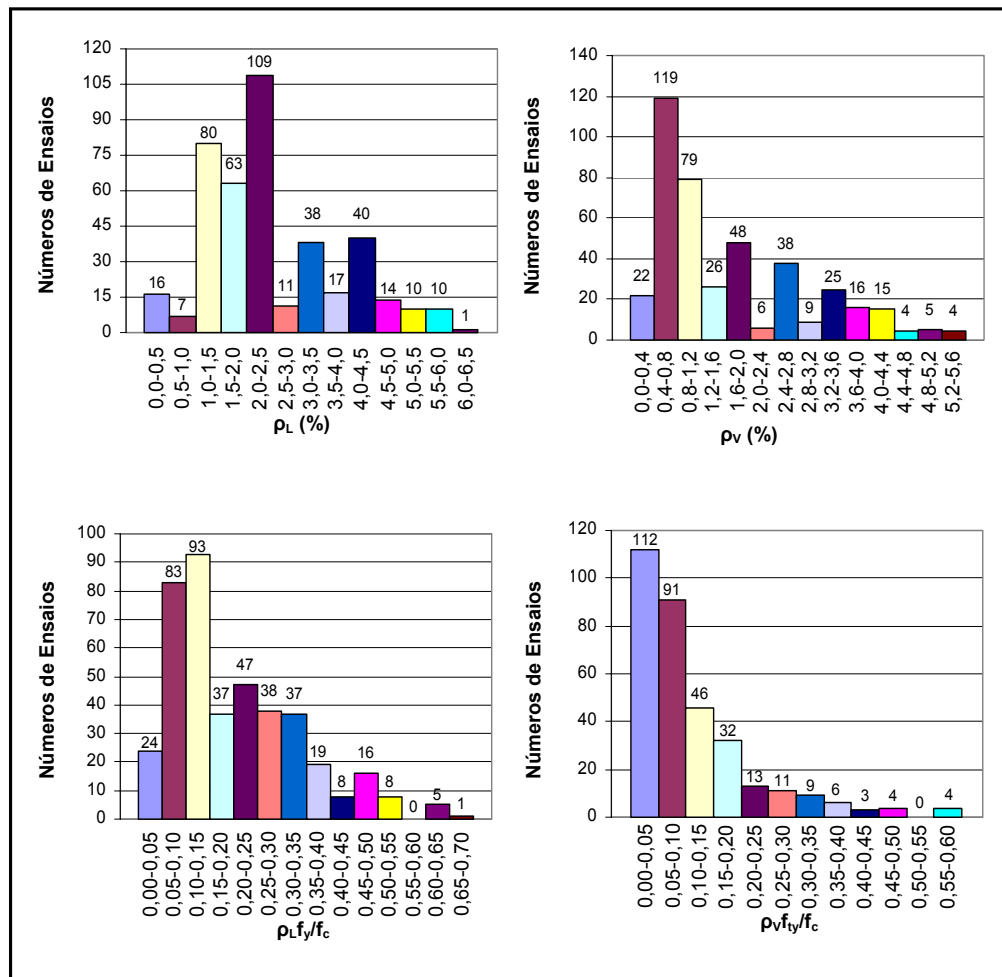


Figura 3.2: Frequência dos valores das principais variáveis dos elementos ensaiados (continuação).

3.3 – Diagramas de tensão de compressão para o concreto

Mesmo eliminando-se os parâmetros que afetam o diagrama tensão-deformação do concreto relativos ao corpo-de-prova e ao procedimento de ensaio, tem-se ainda aqueles relacionados com o concreto propriamente dito. Sendo assim, os diagramas “realistas” apresentados no item 2.1.2.1 podem ser ditos simplistas, pois neles não é considerada a influência dos tipos e proporções dos componentes do concreto. Mesmo a tentativa de levar em conta a influência do tipo de agregado nas expressões para avaliar o módulo de elasticidade do CEB-FIP, fib e CEN, considerando coeficiente multiplicativo variando de 0,7 a 1,2, pode ser tida como simplista. Na avaliação de ϵ_{co} , por outro lado, nem de maneira aproximada é considerada a influência dos agregados. Destaque-se, entretanto, que na NS 3473 consta que, para concretos com $f_{ck} > 75\text{MPa}$,

os valores do módulo de elasticidade e da deformação relativa à tensão máxima devem ser obtidos de ensaios.

Todos os diagramas realistas que constam do item 2.1.2 têm o seu ramo ascendente representado pelo mesmo tipo de curva, ou seja,

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{A \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^2}{1 + (A-2) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)}$$

Nesse ramo do diagrama, maiores diferenças são notadas entre os diagramas do MC90 e os demais, para concretos de maior resistência, devido ao seu valor fixo de ϵ_{co} . O ramo descendente dos diagramas do MC90 e do boletim fib 1 (até $\epsilon_c = \epsilon_{c1}$), assim como do da EN 1992-1-1 (até $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$) são também representados por esse tipo de curva.

Uma questão que tem sido levantada sobre a adoção de um diagrama realista para analisar o comportamento estrutural é a da consideração para tensão máxima da resistência à compressão obtida do ensaio de cilindros-padrão ou de um valor menor.

De acordo com Collins, Mitchell e MacGregor (1993), o comportamento e a resistência de pilares podem ser avaliados a partir do diagrama para o concreto realista por eles proposto, adotando-se para tensão máxima o valor da resistência à compressão multiplicado por $(0,6 + 10/f_c') \leq 0,85$, com f_c' em MPa. Esse parâmetro redutor da resistência tem, portanto, valor de 0,85 para $f_c' \leq 40$ MPa. Para $f_c' > 40$ MPa, ele diminui à medida que f_c' aumenta, sendo igual a 0,7 para $f_c' = 100$ MPa.

Segundo Ibrahim e MacGregor (1996b), o diagrama tensão-deformação obtido a partir do ensaio de cilindros-padrão, considerando para tensão máxima o valor de $0,90f_c'$, pode representar de maneira conservadora a curva tensão-deformação do concreto comprimido de pilares de seção transversal retangular sob flexão-composta, antes de ocorrer o destacamento do cobrimento.

Na CSA A23.3 (2004), consta que a tensão máxima no diagrama tensão-deformação adotado para o concreto deve ser igual a valor não maior que $0,9 f_c'$, para levar em conta a diferença entre as resistências dos concretos da estrutura e dos cilindros-padrão.

Nos diagramas característicos idealizados, além das diferenças nos valores de ϵ_{co} e ϵ_{cu} , valores que definem a extensão do patamar do diagrama, há as quanto ao valor e significado do coeficiente k usado para definir a tensão limite kf_{ck} . Em geral, é atribuído

a k valor menor que um, justificado pela diferença entre dimensões e forma, modos de concretagem, adensamento e cura e taxa de carregamento dos elementos estruturais e dos cilindros-padrão.

Segundo o CEB-FIP MC90, $k=0,85$ adotado no diagrama idealizado leva em conta a influência de carga de longa duração na resistência do concreto.

Na EN 1992-1-1 (2004), considera-se que k do diagrama idealizado pode variar de 0,8 a 1,0, recomendando-se o valor de 1,0. Esta recomendação é fundamentada nos seguintes fatos (BSI, 2005):

- a resistência à compressão do concreto sob carga de longa duração tende para cerca de 80% da de curta duração à medida que aumenta o tempo de carregamento;

- a resistência à compressão do concreto aos 28 dias é a adotada nos cálculos estruturais, mas, na prática, quando grande parte das cargas de longa duração passa a atuar, os concretos de cimento Portland comum já têm uma resistência cerca de 12% maior que aquela na idade de 28 dias;

- os ensaios de elementos estruturais em laboratório a partir dos quais é feita a calibração dos métodos de cálculo, em geral, duram cerca de 90 min. Neste intervalo de tempo, a resistência do concreto já caiu cerca de 15% em relação à de curta duração. Parte do efeito de longa duração, portanto, já se encontra embutida nos métodos de cálculo.

Apesar disso, na Grã-Bretanha, por exemplo, adotou-se $k=0,85$, com base na constatação de que, ao se compararem resistências experimentais de vigas e pilares com as teóricas, considerando-se $k=0,85$, tende-se a ter um valor médio da relação entre resistência experimental e teórica igual a 1 (BSI, 2005).

Note-se ainda que há quem considere que a adoção de $k < 1$ está mais relacionada com a diferença entre o diagrama realista e o idealizado do que com o tipo de carregamento. Para que se tenha a mesma área sob os dois tipos de diagrama, a tensão máxima no diagrama idealizado tem que ser menor do que a do diagrama realista (NARAYANAN e BEEBY, 2005).

Nos diagramas característicos retangulares há diferenças nos valores de tensão e de altura dos diagramas considerados. Diferentes limites para deformações no concreto também são assumidos.

3.4 – Influência do diagrama de tensão de compressão adotado para o concreto nos diagramas de interação força normal-momento fletor

A seguir são apresentados diagramas de interação força normal-momento fletor resistentes obtidos a partir da adoção de diferentes diagramas de tensão de compressão para o concreto, considerando-se a seção transversal vista na Figura 3.3 e $\gamma_c = \gamma_s = 1$. Nos diagramas de interação adimensionais, $v = N / (bh f_c)$ e $\mu = M / (bh^2 f_c)$, dois valores de resistência à compressão do concreto foram escolhidos para exemplificar os concretos de baixa (30 MPa) e alta resistências (75 MPa). A escolha do de 75 MPa deveu-se ao fato deste ser o limite máximo para o diagrama retangular de tensão no concreto que consta na NS 3473. Para o diagrama idealizado do concreto da EN 1992, a menos que se mencione que $k=1$ (valor recomendado na norma) adotou-se $k=0,85$ (valor usado na Grã-Bretanha e em outros países).

Os diagramas de interação obtidos a partir de diferentes diagramas de tensão adotados para o concreto mostram maiores diferenças entre si para os casos de pequenas relações $M / (Nh)$.

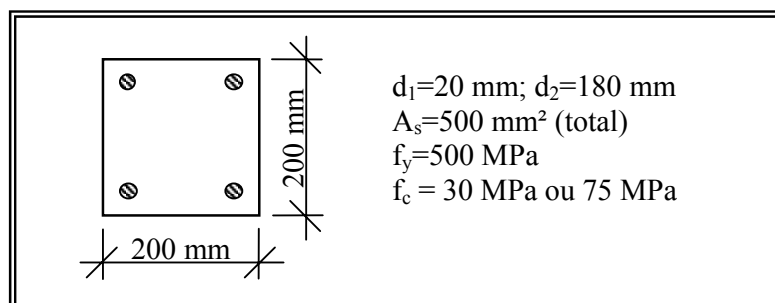


Figura 3.3: Seção transversal adotada para o traçado dos diagramas de interação de esforços resistentes das Figuras 3.4 a 3.8.

Na Figura 3.4 podem ser vistos os gráficos onde são reunidos os diagramas de interação relativos aos diferentes diagramas de tensão para o concreto dados em cada publicação. Nela constata-se que as diferenças entre os diagramas de interação referentes aos diagramas de tensão para o concreto retangular e idealizado do CEB-FIP MC90 são maiores que no caso das outras normas, para resistências do concreto maiores, e que apenas os diagramas de tensão para o concreto retangular e idealizado da NS 3473 levam a diagramas de interação de esforços resistentes praticamente iguais, tanto para concretos de baixa quanto de alta resistência.

Nos diagramas de interação μ - v obtidos a partir dos diagramas de tensão no concreto da EN 1992-1, nota-se que, para $f_{ck}=30\text{MPa}$, os diagramas idealizados e retangulares de tensão no concreto com $k=1,00$ geram diagramas de interação μ - v que, em geral, são menos conservadores do que o referente ao diagrama de tensão realista. Para $f_{ck}=75\text{MPa}$, ao considerar-se $k=1,00$ o diagrama de interação μ - v relativo ao diagrama idealizado fica praticamente igual ao obtido adotando o diagrama realista, do qual o referente ao diagrama retangular fica mais próximo do que quando nele se usa $k=0,85$, ficando mais conservador para maiores valores de força normal.

A Figura 3.5 mostra que, ao adotar-se para tensão máxima do diagrama tensão de compressão-deformação do concreto realista de uma publicação o valor de $0,9f_c$, valor sugerido por Ibrahim e MacGregor (1996b) e CSA A23.3 (2004), o diagrama de interação obtido fica relativamente próximo do obtido a partir do diagrama de tensão do concreto idealizado dessa publicação.

As figuras 3.6, 3.7 e 3.8 dão uma idéia das diferenças que podem ocorrer entre os diagramas de interação de esforços resistentes quando se adotam diferentes diagramas do concreto realistas, idealizados e retangulares, respectivamente. A figura 3.7 mostra que o diagrama idealizado da NS 3473 dá origem a diagramas de interação mais conservadores que os das outras normas, particularmente no caso de concretos de alta resistência. Ao se adotarem diagramas de tensão no concreto retangulares, o do CEB-FIP MC 90 tende a fornecer diagramas de interação de esforços resistentes mais conservadores, seguido do da NS 3473. Tanto na Figura 3.7 quanto na 3.8, notam-se maiores diferenças entre os diagramas de interação quando o concreto tem maior resistência.

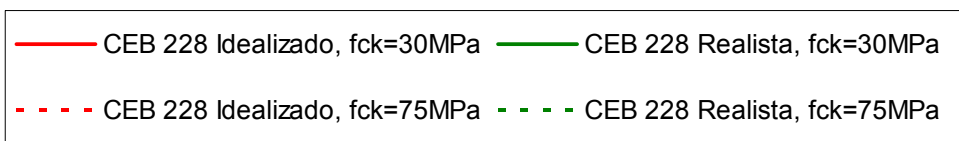
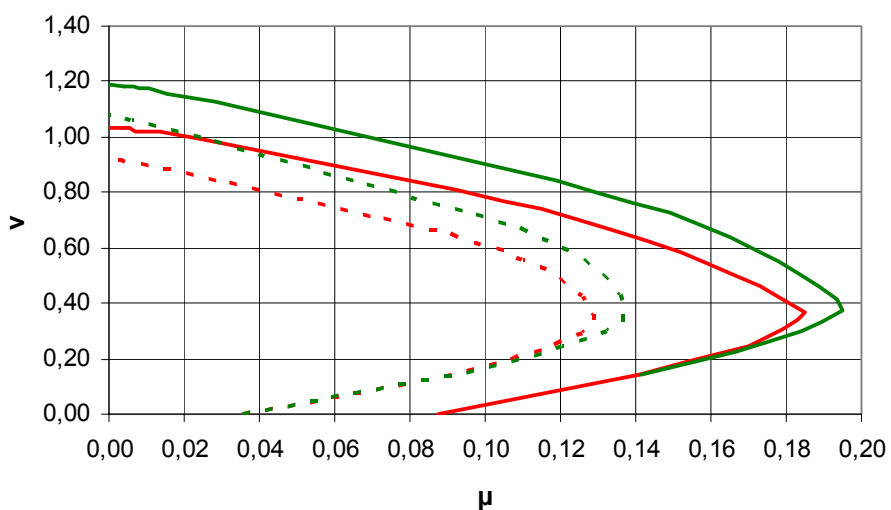
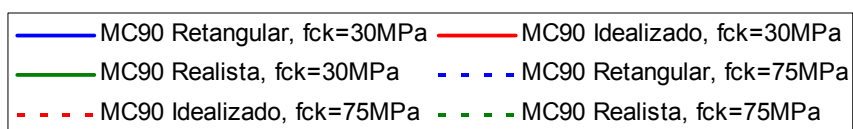
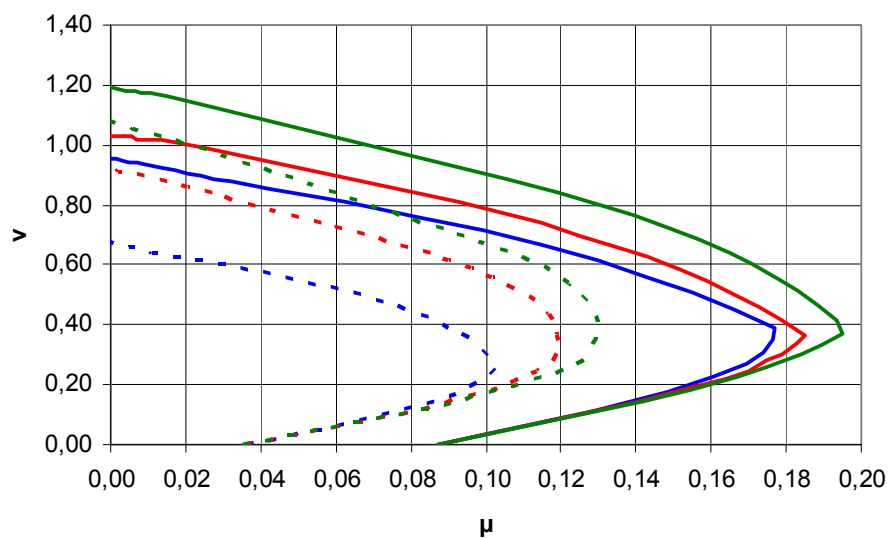


Figura 3.4: Comparação entre diagramas de interação μ - v obtidos a partir de diferentes diagramas de tensão de compressão adotados para o concreto numa mesma publicação (continua).

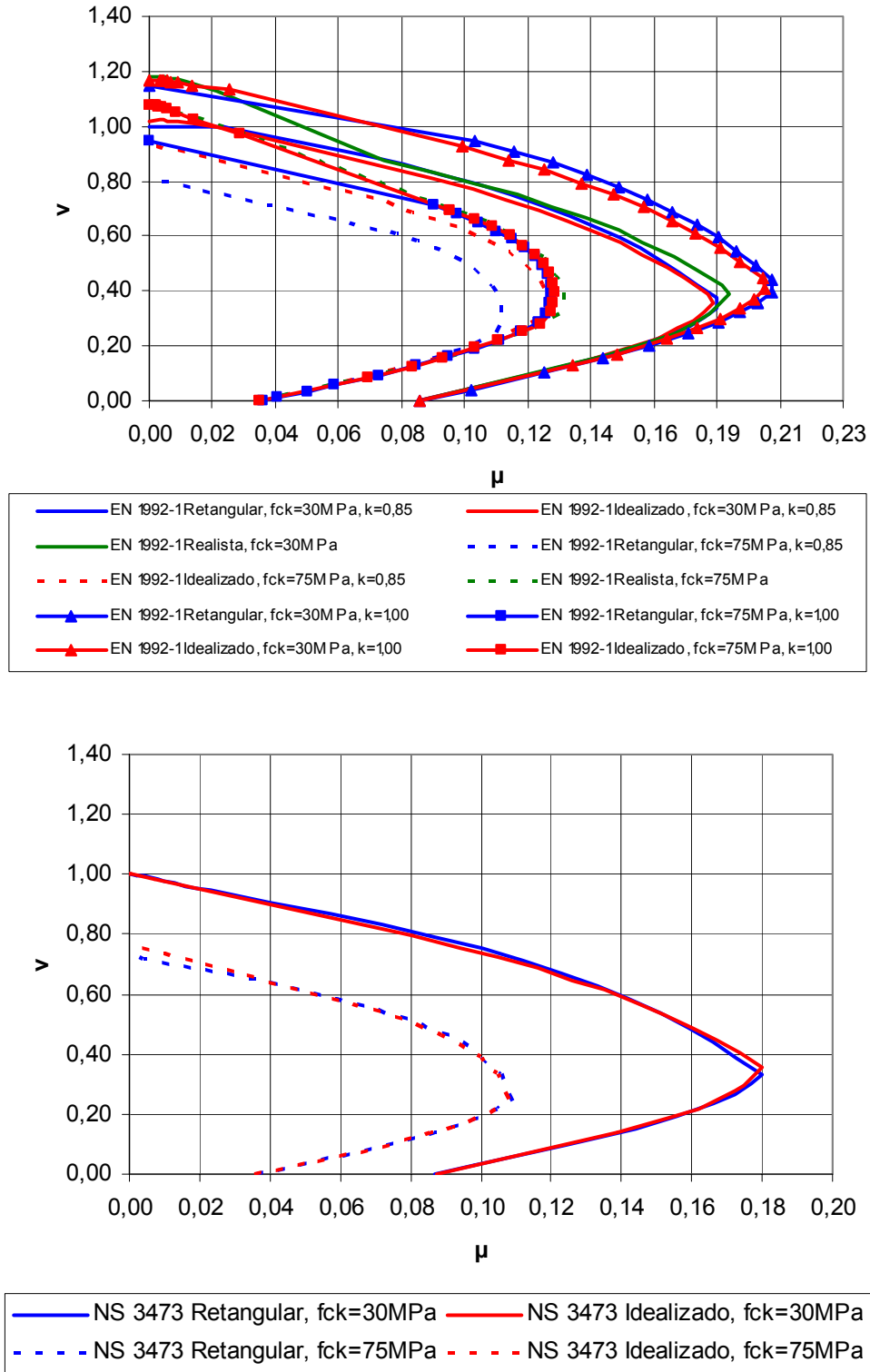


Figura 3.4: Comparação entre diagramas de interação μ - v obtidos a partir de diferentes diagramas de tensão de compressão adotados para o concreto numa mesma publicação (continuação).

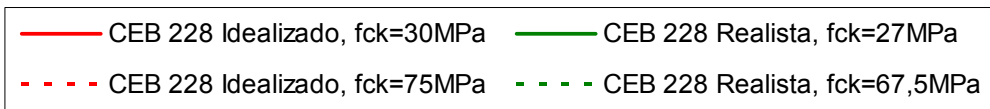
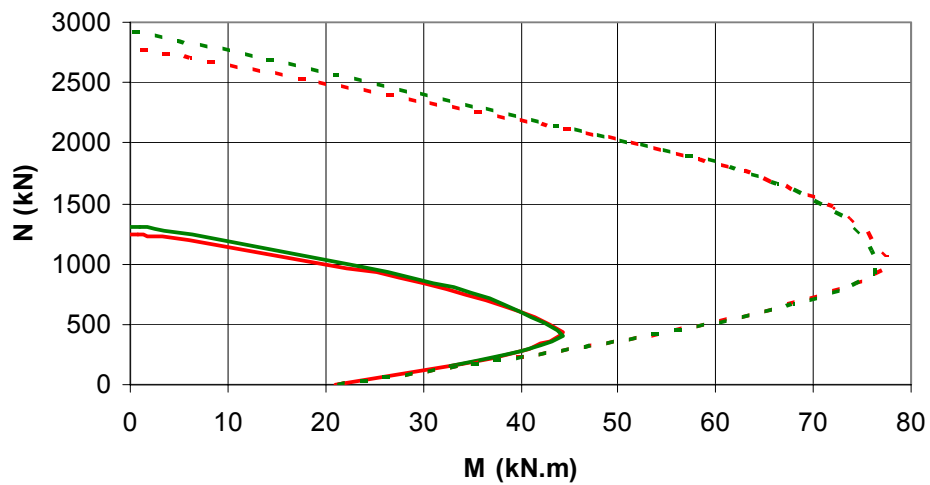
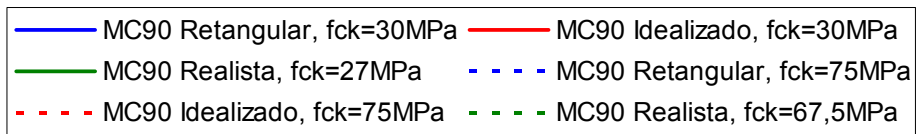
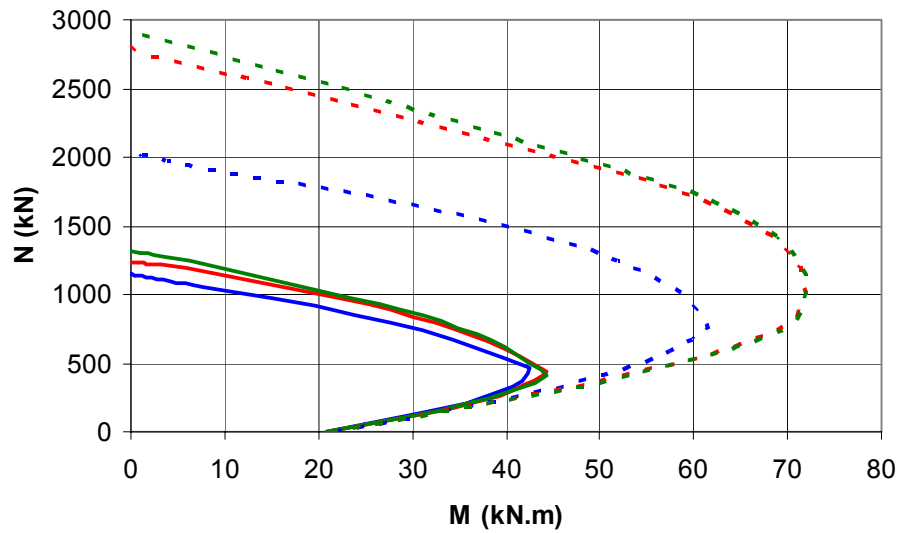


Figura 3.5: Comparação entre diagramas de interação M-N obtidos a partir de diferentes diagramas de tensão de compressão adotados para o concreto numa mesma publicação, considerando para o diagrama realista tensão máxima com valor igual 0,9 vezes a resistência do concreto (continua).

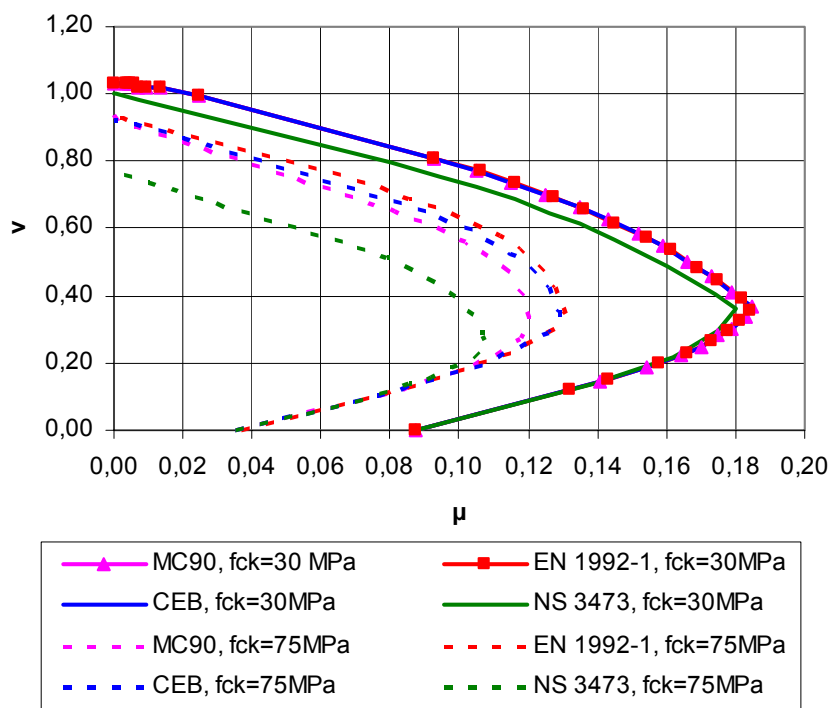


Figura 3.7: Comparação entre diagramas de interação μ - v obtidos a partir de diferentes diagramas de tensão de compressão idealizados adotados para o concreto.

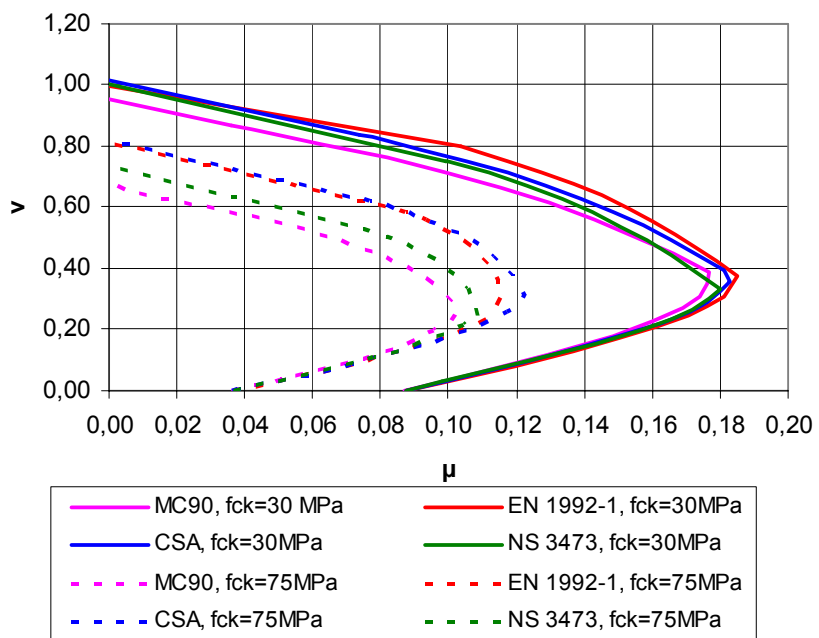


Figura 3.8: Comparação entre diagramas de interação μ - v obtidos a partir de diferentes diagramas de tensão de compressão retangulares adotados para o concreto.

3.5 – Comparação entre resistências experimentais e teóricas

Foram feitas comparações entre as resistências experimentais dos elementos listados nas tabelas A.1 e A.2 e as teóricas relativas à adoção dos diagramas idealizados e simplificados de tensão de compressão no concreto que constam no capítulo 2. Para o traçado do diagrama de interação momento fletor-força normal teórico ($M_{teor}-N_{teor}$ ou $\mu_{teor}-V_{teor}$) considerando para o concreto os diagramas idealizados, usou-se o programa CONSEC (SHEHATA, 2006), enquanto que para adoção dos diagramas de tensão no concreto retangulares usou-se programa desenvolvido neste trabalho. Ambos os programas assumem manutenção de seções planas e aderência concreto-aço perfeita e desprezam a resistência à tração do concreto e o confinamento do núcleo central. Para o aço, adotou-se diagrama de material elasto-plástico perfeito e módulo de elasticidade $E_s=200$ GPa, valor que consta nas normas de cálculo que incluem CAR aqui enfocadas. Consideraram-se $f_c'=f_{ck}=f_c$, $f_{yk}=f_y$, onde f_c e f_y são os valores médios obtidos nos ensaios de caracterização do concreto e do aço, $\gamma_c=\gamma_s=1$ e $k=0,85$ para os diagramas do concreto da EN 1992-1-1.

Nas comparações entre resistências experimentais e teóricas, usou-se o parâmetro λ . No dia 11.1(-4.98ra)-7.89m od-4.98re2.5(oin-4.98r)6.54re2.5()-7.64a çã

Nos elementos ensaiados, há resistências à compressão do concreto até cerca de 130 MPa, caso não incluído nos procedimentos aqui analisados. Quando o valor da resistência do concreto ultrapassou o limite superior da resistência do concreto definido em cada publicação, foi imposta a condição de $\varepsilon_{cu} \geq \varepsilon_{co}$. Em função disto e da tendência de variação dessas grandezas com f_{ck} , adotaram-se para elas os valores indicados na Tabela 3.2 e nas Figuras 3.10 e 3.11.

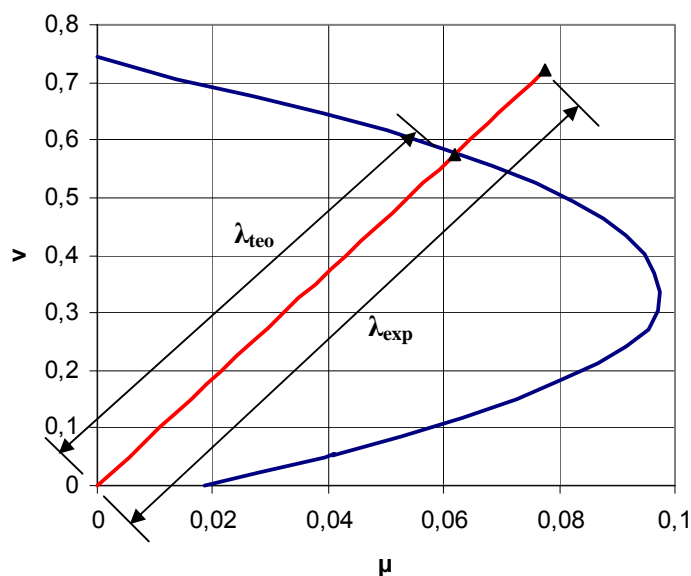


Figura 3.9: Definição de λ_{exp} e λ_{teo} .

Nas figuras 3.12 a 3.14 são mostrados diagramas de interação v - μ relativos à seção transversal da figura 3.3, considerando $f_c=120$ MPa e as adaptações da tabela 3.2. Nelas nota-se tendência de aumento de diferença entre os diagramas de interação obtidos adotando-se diferentes diagramas de tensão de compressão para o concreto, em relação à observada nas figuras 3.4, 3.5, 3.7 e 3.8, para concretos com menor resistência.

Nas tabelas 3.3 e 3.4 estão listados os valores de λ relativos aos diagramas de tensão no concreto idealizados, excetuando-se o bilinear da EN 1992-1-1, e retangulares listados no capítulo 2. Nessas tabelas, os elementos estão na mesma ordem em que aparecem nas tabelas A.1 e A.2 do Apêndice.

Os valores de λ da tabela 3.3 são os dos elementos submetidos a compressão uniforme. Neste caso, desprezando-se a diferença entre a área da seção e a área da parte de concreto, tem-se

$$N_{teo} = k f_c A_c + A_s E_s \epsilon_c \leq k f_c A_c + A_s f_y,$$

onde ϵ_c tem o valor da deformação do concreto limite correspondente a compressão centrada (ϵ_{co} ou ϵ_{cu}).

Para os elementos submetidos a flexão composta, os valores de λ são os listados na tabela 3.4.

Tabela 3.2: Procedimentos adotados para casos de valores da resistência do concreto maiores que o limite superior definido.

Publicação	Diagrama de tensão no concreto	Adaptação
CEB-FIP MC 90 (1993)	Idealizado	Para $f_c \leq 87,5$ MPa, ϵ_{cu} e ϵ_{co} dados pelas expressões do item 2.1.3.1 Para $f_c > 87,5$ MPa, $\epsilon_{cu} = \epsilon_{co} = 2$ ‰
	Retangular	Para $f_c > 80$ MPa, $\epsilon_{cu} = 2,4$ ‰
CEB 228 (1995)	Idealizado	Para $f_c \leq 110$ MPa, ϵ_{cu} e ϵ_{co} dados pelas expressões do item 2.1.3.1 *Para $f_c > 110$ MPa, $\epsilon_{cu} = \epsilon_{co} = 2,3$ ‰
EN 1992-1 (2004)	Idealizado	*Para $f_c > 90$ MPa, $\epsilon_{cu} = \epsilon_{co} = 2,6$ ‰
	Retangular	Para $f_c > 90$ MPa, $\epsilon_{co} = 2,3$ ‰ e $\epsilon_{cu} = 2,6$ ‰
NS 3473.E (2004)	Idealizado	Sem modificações
	Retangular	Para $f_c > 75$ MPa, $\epsilon_{cu} = 2,9$ ‰ $\alpha = 0,95$
CSA A.23.3 (2004)	retangular	Sem modificações

*Nos diagramas de interação de esforços resistentes considerando os diagramas do concreto idealizados do CEB 228 e do EN 1992-1, foi adotada uma reta ligando o ponto relativo à posição da linha neutra no bordo menos comprimido da seção ao ponto correspondente a momento fletor resistente nulo (seção totalmente comprimida), devido à impossibilidade de obter uma curva contínua entre esses dois pontos.

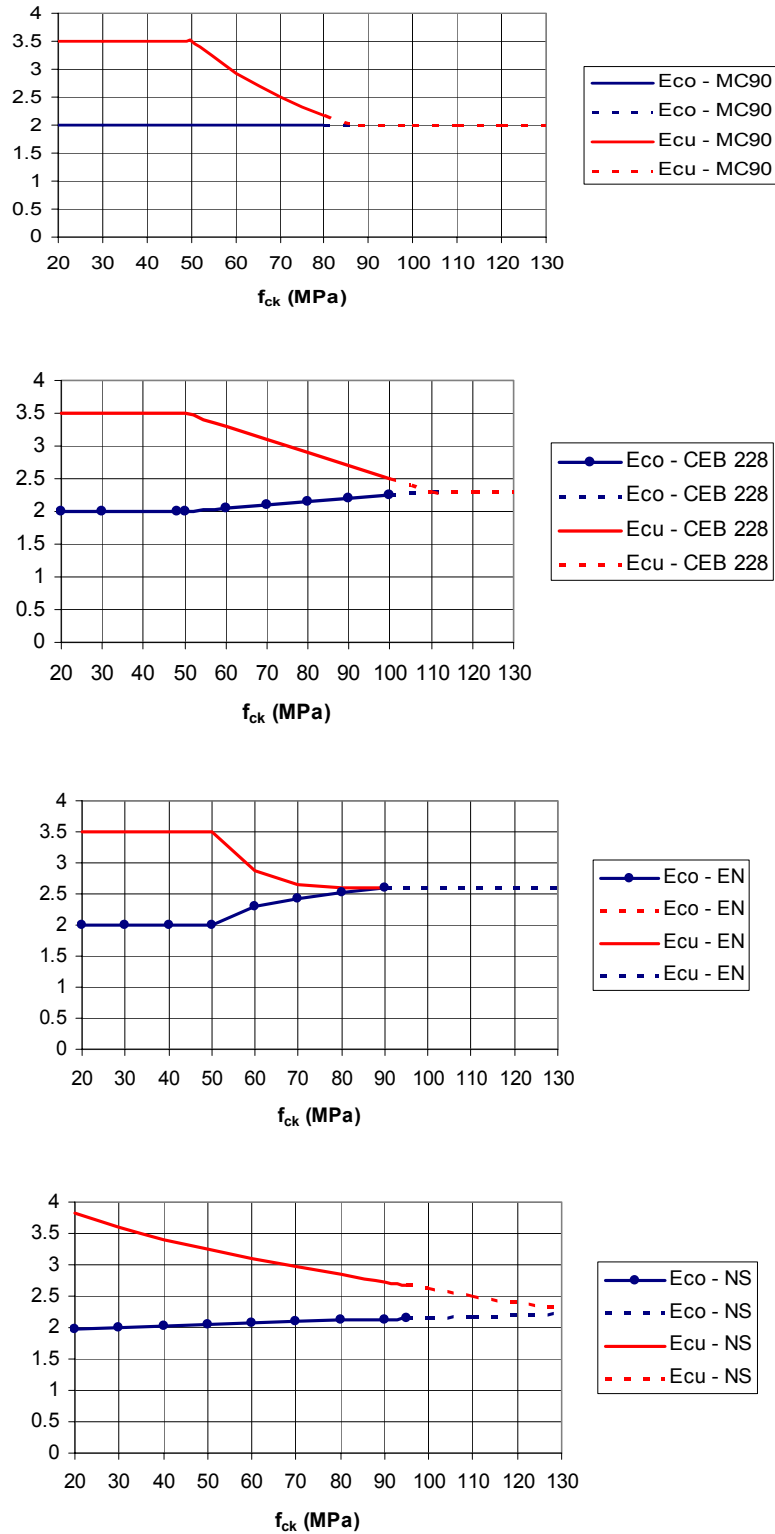


Figura 3.10: Adaptações feitas na definição de ϵ_{cu} e ϵ_{co} para valores da resistência do concreto maiores que o limite superior proposto para os diagramas do concreto idealizados (linhas tracejadas).

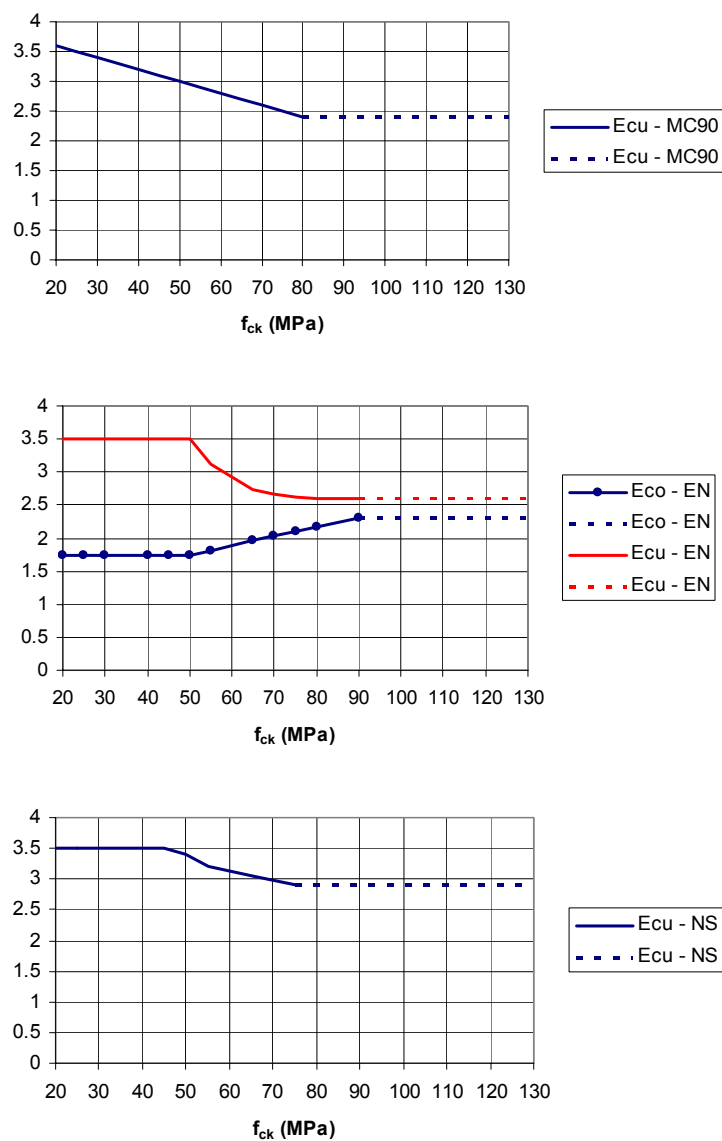
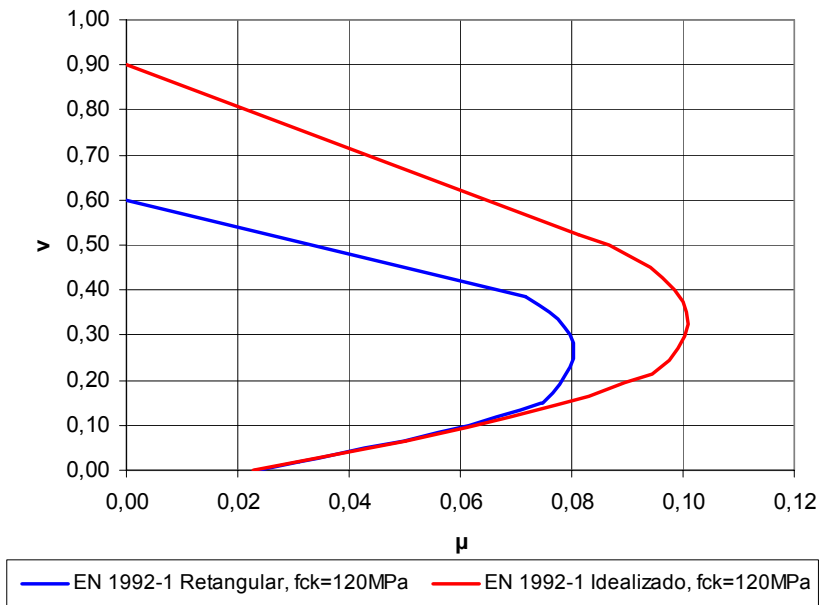
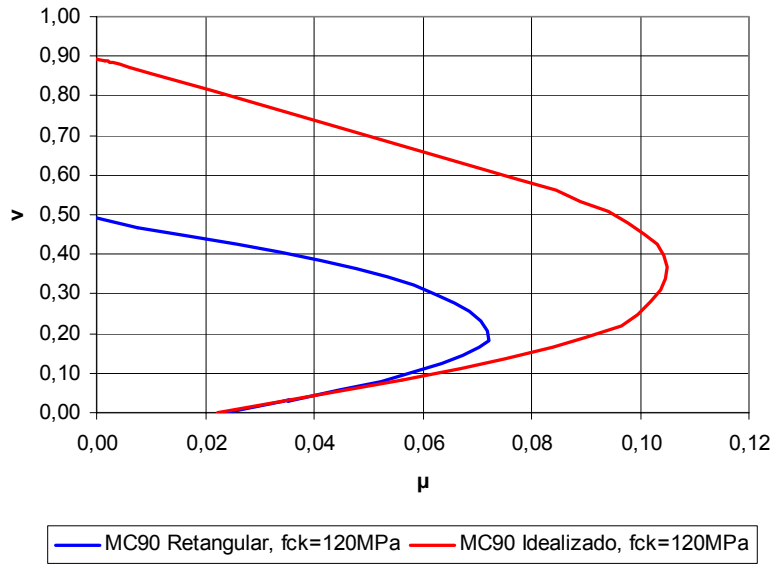


Figura 3.11: Adaptações feitas na definição de ϵ_{cu} e ϵ_{co} para valores da resistência do concreto maiores que o limite superior proposto para os diagramas do concreto retangulares (linhas tracejadas).



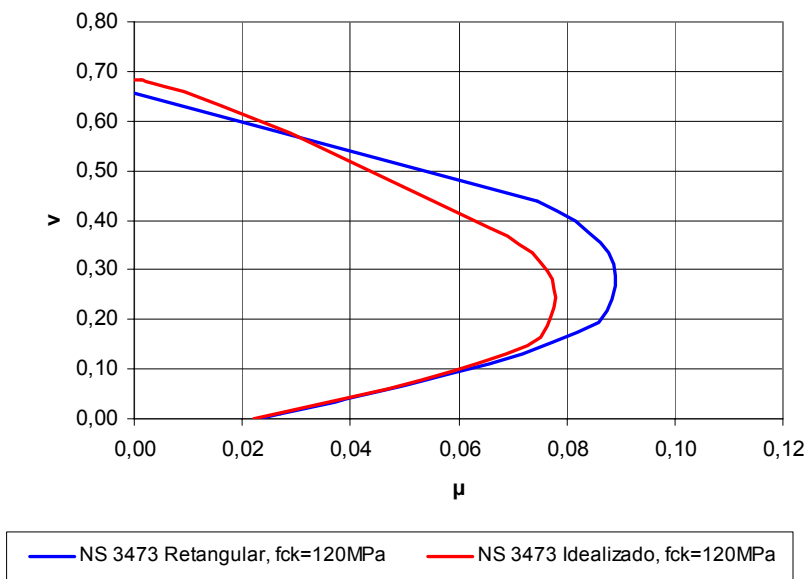


Figura 3.12: Comparação entre diagramas de interação μ - v obtidos a partir de diagramas de tensão de compressão retangular e idealizado adotados para o concreto numa mesma publicação (continuação)

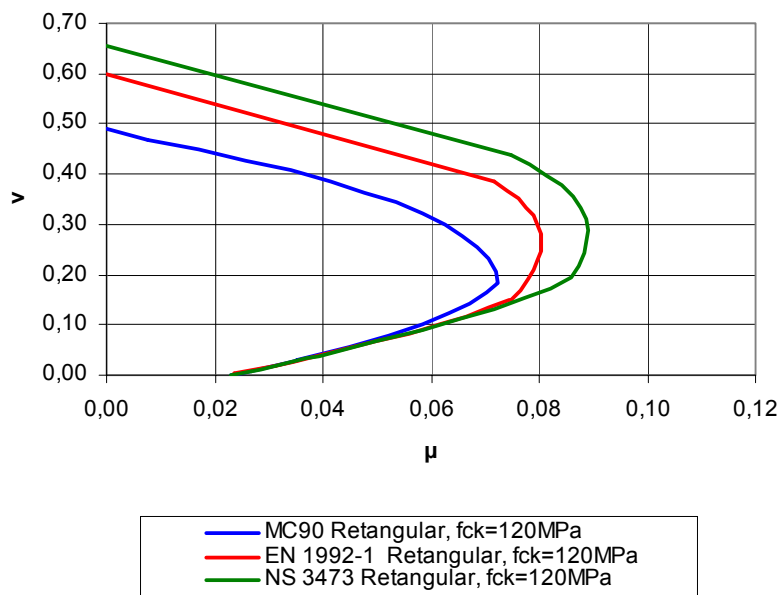


Figura 3.13: Comparação entre diagramas de interação μ - v obtidos a partir de diferentes diagramas de tensão de compressão retangulares adotados para o concreto.

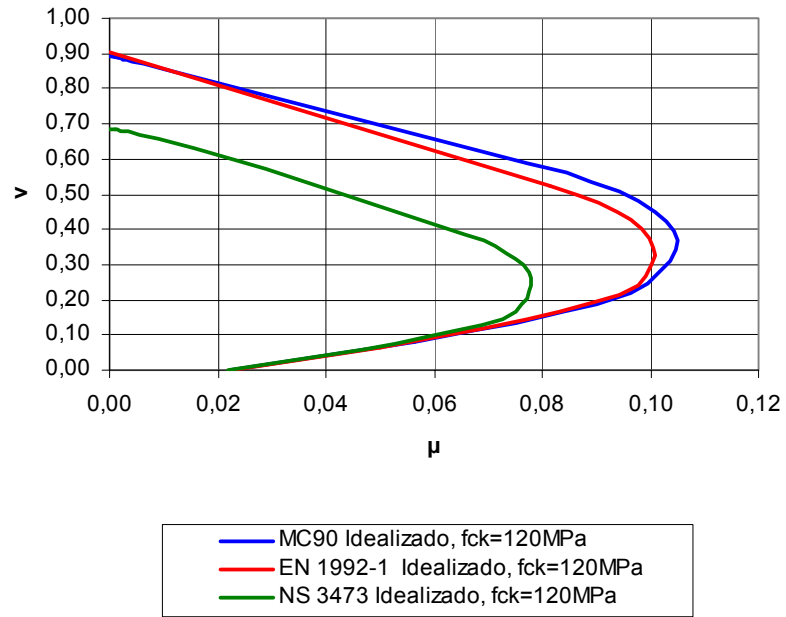


Figura 3.14: Comparação entre diagramas de interação μ - v obtidos a partir de diferentes diagramas de tensão de compressão idealizados adotados para o concreto.

Tabela 3.3: Valores de λ dos elementos submetidos a compressão uniforme, relativos aos diagramas de tensão no concreto idealizados e retangulares.

Pilar	Diagramas Retangulares				Diagramas Idealizados			
	MC90	EN 1992-1	CSA	NS 3473	MC90	EN 1992-1	CEB	NS 3473
	P1-I	1,14	0,98	1,00	1,06	0,97	0,97	0,97
P1-II	1,16	1,00	1,01	1,08	0,98	0,98	0,98	1,09
P2-I	0,99	0,88	0,84	0,92	0,84	0,83	0,84	0,94
P2-II	1,11	0,98	0,94	1,03	0,94	0,93	0,94	1,05
P3-I	1,14	1,00	0,95	1,06	0,95	0,94	0,95	1,07
P3-II	1,20	1,06	1,01	1,12	1,01	0,99	1,01	1,13
P4-I	1,73	1,42	1,34	1,54	1,20	1,19	1,20	1,49
P4-II	1,80	1,47	1,39	1,60	1,25	1,23	1,24	1,55
P5-I	1,72	1,46	1,37	1,56	1,31	1,28	1,30	1,54
P5-II	1,58	1,34	1,26	1,43	1,20	1,18	1,20	1,42
P6-I	1,60	1,37	1,29	1,47	1,25	1,22	1,24	1,46
P6-II	1,52	1,30	1,23	1,40	1,19	1,16	1,18	1,38
PL4T150-I	0,82	0,75	0,72	0,78	0,69	0,66	0,69	0,76
PL4T150-II	0,88	0,80	0,77	0,84	0,74	0,71	0,73	0,81
PL4T175-I	0,95	0,86	0,82	0,90	0,79	0,75	0,78	0,87
PL4T175-II	0,95	0,86	0,82	0,90	0,79	0,75	0,78	0,87
PL4T200-I	0,96	0,87	0,83	0,91	0,79	0,75	0,78	0,88
PL4T200-II	1,05	0,95	0,91	0,99	0,86	0,82	0,85	0,96
PL4T225-I	0,92	0,84	0,81	0,88	0,78	0,74	0,77	0,85
PL4T225-II	0,94	0,86	0,83	0,90	0,80	0,76	0,79	0,87
PL4T250-I	1,11	0,99	0,94	1,04	0,90	0,85	0,89	1,00
PL4T250-II	1,20	1,07	1,03	1,12	0,98	0,93	0,96	1,09
PL4T275-I	0,90	0,82	0,79	0,86	0,76	0,72	0,75	0,83
PL4T275-II	1,04	0,95	0,91	0,99	0,88	0,84	0,87	0,96
PL4T300-I	1,06	0,95	0,91	0,99	0,86	0,82	0,85	0,96
PL4T2300-II	1,05	0,93	0,89	0,98	0,85	0,80	0,83	0,94
PL4T225-1	1,57	1,34	1,26	1,39	1,18	1,12	1,16	1,37
PL4T225-2	1,48	1,27	1,19	1,31	1,11	1,06	1,09	1,29
PL6T225-I	1,35	1,24	1,15	1,25	1,14	1,08	1,13	1,25
PL6T225-II	1,36	1,25	1,16	1,26	1,15	1,09	1,14	1,26
PL4T300-1	1,30	1,11	1,04	1,15	0,98	0,94	0,96	1,14
PL4T300-2	1,43	1,23	1,15	1,27	1,08	1,03	1,06	1,26
PL6T300-I	1,28	1,18	1,09	1,19	1,09	1,03	1,08	1,19
PL6T300-II	1,34	1,24	1,15	1,25	1,14	1,08	1,13	1,24
C11	1,73	1,41	1,15	1,27	0,92	0,91	0,92	1,22
C12	1,43	1,19	1,04	1,15	0,89	0,87	0,88	1,12
C13	1,32	1,11	1,00	1,10	0,86	0,84	0,84	1,06
C14	1,29	1,12	0,99	1,08	0,87	0,84	0,85	1,04
C21	1,39	1,13	1,05	1,18	0,89	0,88	0,89	1,14
C22	1,47	1,22	1,08	1,20	0,93	0,91	0,92	1,17
C23	1,36	1,14	0,99	1,10	0,85	0,82	0,84	1,06
C24	1,20	1,01	0,95	1,06	0,84	0,82	0,82	1,01
P1SA-CAR	1,70	1,36	1,46	1,60	1,32	1,32	1,32	1,56
P2SA-CAR	1,73	1,39	1,49	1,64	1,35	1,35	1,35	1,59
P1CA-CAR	1,31	1,12	1,14	1,25	1,06	1,04	1,05	1,21
P2CA-CAR	1,38	1,18	1,20	1,31	1,11	1,09	1,11	1,27

Tabela 3.3: Valores de λ dos elementos submetidos a compressão uniforme, relativos aos diagramas de tensão no concreto idealizados e retangulares (continuação).

Pilar	Diagramas Retangulares				Diagramas Idealizados			
	MC90	EN 1992-1	CSA	NS 3473	MC90	EN 1992-1	CEB	NS 3473
	P 8/10-150-1	1,13	0,99	0,96	1,06	0,90	0,86	0,89
P 8/10-150-2	1,16	1,02	0,99	1,09	0,92	0,89	0,91	1,05
P8/10-175-1	1,27	1,14	1,12	1,22	1,07	1,03	1,06	1,18
P8/10-175-2	1,22	1,10	1,07	1,17	1,02	0,98	1,01	1,13
P8/10-200-1	1,27	1,14	1,11	1,21	1,06	1,02	1,05	1,17
P8/10-200-2	1,27	1,14	1,11	1,21	1,06	1,02	1,05	1,17
P8/10-225-1	1,08	0,97	0,95	1,03	0,91	0,88	0,91	1,00
P8/10-225-2	1,13	1,02	1,00	1,08	0,96	0,93	0,95	1,05
P8/10-250-1	1,11	1,00	0,98	1,06	0,94	0,90	0,93	1,03
P8/10-250-2	1,10	0,99	0,97	1,05	0,93	0,90	0,92	1,02
P8/10-275-1	1,14	1,06	1,03	1,09	1,01	0,99	1,01	1,07
P8/10-275-2	1,28	1,18	1,16	1,23	1,14	1,11	1,14	1,21
P8/12-200-1	1,07	0,97	0,94	1,02	0,91	0,87	0,90	0,99
P8/12-200-2	1,15	1,05	1,01	1,10	0,98	0,94	0,97	1,07
P8/12-225-1	1,37	1,26	1,21	1,31	1,18	1,13	1,17	1,28
P8/12-225-2	1,41	1,29	1,25	1,35	1,21	1,16	1,20	1,32
P8/12-250-1	1,25	1,15	1,11	1,21	1,08	1,04	1,07	1,17
P8/12-250-2	1,13	1,04	1,00	1,08	0,98	0,94	0,97	1,05
Gneiss-1	1,74	1,40	1,37	1,57	1,18	1,18	1,18	1,49
Basalt-1	0,98	0,79	0,75	0,86	0,63	0,63	0,63	0,81
Quartzite-1	1,80	1,44	1,39	1,59	1,18	1,18	1,18	1,51
1	1,08	1,13	0,97	0,99	1,09	1,09	1,09	1,08
2	1,19	1,24	1,07	1,09	1,20	1,20	1,20	1,19
3	1,54	1,31	1,16	1,34	1,13	1,08	1,11	1,33
4	1,35	1,15	1,02	1,17	0,99	0,95	0,98	1,17
5	1,11	1,18	1,06	1,07	1,15	1,15	1,15	1,12
6	1,06	1,12	1,00	1,02	1,09	1,09	1,09	1,06
7	1,13	1,18	1,07	1,09	1,15	1,15	1,15	1,13
8	1,09	1,13	1,03	1,05	1,11	1,11	1,11	1,09
9	1,13	1,26	1,08	1,09	1,21	1,21	1,21	1,15
10	1,08	1,21	1,03	1,05	1,16	1,16	1,16	1,10
11	1,10	1,14	1,04	1,05	1,11	1,11	1,11	1,09
12	1,05	1,09	0,99	1,01	1,06	1,06	1,06	1,04
13	1,69	1,40	1,28	1,45	1,16	1,13	1,15	1,43
14	1,72	1,43	1,30	1,47	1,17	1,14	1,16	1,44
15	1,71	1,42	1,29	1,47	1,18	1,14	1,16	1,44
16	1,58	1,31	1,19	1,35	1,08	1,05	1,07	1,33
17	1,70	1,43	1,29	1,46	1,20	1,16	1,19	1,45
18	1,65	1,39	1,24	1,41	1,16	1,11	1,14	1,40
19	1,15	1,18	1,08	1,09	1,15	1,15	1,15	1,14
20	1,12	1,15	1,05	1,06	1,12	1,12	1,12	1,11
21	1,70	1,42	1,28	1,45	1,16	1,13	1,15	1,43
22	1,71	1,42	1,28	1,45	1,16	1,13	1,15	1,43
36	1,64	1,34	1,17	1,32	0,99	0,98	0,99	1,28
HSC-A-08	1,11	0,96	1,02	1,04	0,95	0,95	0,95	1,04

Tabela 3.3: Valores de λ dos elementos submetidos a compressão uniforme, relativos aos diagramas de tensão no concreto idealizados e retangulares (continuação).

Pilar	Diagramas Retangulares				Diagramas Idealizados			
	MC90	EN 1992-1	CSA	NS 3473	MC90	EN 1992-1	CEB	NS 3473
	HSC-E-08	1,10	0,94	0,99	1,04	0,92	0,92	0,92
USC-B-08	1,25	1,03	0,99	1,12	0,86	0,86	0,86	1,07
USC-C-08	1,34	1,11	1,07	1,20	0,93	0,93	0,93	1,15
USC-E-08	1,33	1,10	1,06	1,19	0,92	0,92	0,92	1,14
USC-F-08	1,29	1,06	1,03	1,16	0,89	0,89	0,89	1,11
HSC-A-10	1,09	0,93	0,99	1,01	0,93	0,93	0,93	1,01
HSC-E-10	1,26	1,10	1,15	1,17	1,07	1,07	1,07	1,17
USC-B-10	1,37	1,13	1,10	1,23	0,95	0,95	0,95	1,18
USC-B-10	1,38	1,13	1,10	1,23	0,95	0,95	0,95	1,18
USC-C-10	1,39	1,15	1,11	1,25	0,96	0,96	0,96	1,19
USC-C-10	1,40	1,15	1,12	1,26	0,97	0,97	0,97	1,20
USC-E-10	1,37	1,13	1,10	1,23	0,95	0,95	0,95	1,18
USC-E-10	1,27	1,05	1,02	1,14	0,88	0,88	0,88	1,09
USC-F-10	1,30	1,07	1,04	1,17	0,90	0,90	0,90	1,12
HSC-A-12	1,13	0,96	1,02	1,06	0,95	0,95	0,95	1,06
HSC-E-12	1,33	1,13	1,20	1,26	1,11	1,11	1,11	1,25
USC-B-12	1,42	1,17	1,13	1,27	0,98	0,98	0,98	1,22
USC-C-12	1,37	1,13	1,10	1,23	0,95	0,95	0,95	1,18
USC-E-12	1,34	1,11	1,07	1,20	0,93	0,93	0,93	1,15
USC-F-12	1,32	1,09	1,05	1,18	0,91	0,91	0,91	1,13
P1	1,11	0,99	0,98	1,07	0,94	0,92	0,94	1,04
P2	1,08	0,95	0,94	1,03	0,89	0,86	0,88	1,00
P3	0,95	0,86	0,85	0,91	0,83	0,82	0,83	0,89
P4	0,97	0,87	0,87	0,92	0,84	0,83	0,84	0,91
P5	1,09	0,98	0,97	1,04	0,94	0,92	0,94	1,02
P6	1,17	1,05	1,04	1,12	1,00	0,99	1,00	1,09
P7	1,00	0,87	0,86	0,95	0,80	0,78	0,80	0,92
P8	1,05	0,91	0,90	1,00	0,84	0,82	0,84	0,96
P9	1,05	0,92	0,92	1,01	0,86	0,84	0,86	0,97
P10	1,05	0,92	0,91	1,00	0,86	0,84	0,85	0,97
P11	0,97	0,85	0,84	0,93	0,79	0,77	0,78	0,90
P12	1,06	0,92	0,92	1,01	0,86	0,84	0,85	0,98

Tabela 3.4: Valores de λ dos elementos submetidos a flexão composta, relativos aos diagramas de tensão no concreto idealizados e retangulares.

Pilar	Diagramas Retangulares				Diagramas Idealizados			
		EN		NS		EN		NS
	MC90	1992-1	CSA	3473	MC90	1992-1	CEB	3473
10	1,26	1,03	1,12	1,15	1,09	1,09	1,09	1,20
11	1,49	1,20	1,27	1,41	1,21	1,17	1,20	1,42
12	1,21	1,02	1,08	1,09	1,04	1,04	1,04	1,12
13	1,46	1,21	1,27	1,39	1,21	1,18	1,21	1,40
14	1,76	1,47	1,34	1,51	1,30	1,34	1,25	1,55
15	1,15	0,98	1,03	1,05	1,00	1,00	1,00	1,08
16	1,43	1,19	1,27	1,36	1,21	1,18	1,21	1,39
17	1,51	1,25	1,19	1,35	1,18	1,14	1,11	1,38
V1	1,39	1,15	1,17	1,31	1,07	1,04	1,06	1,29
V2	1,48	1,23	1,19	1,35	1,16	1,10	1,11	1,39
V4	1,35	1,09	1,09	1,25	1,03	0,98	1,01	1,26
V5	1,74	1,44	1,13	1,24	0,97	1,05	1,02	1,43
V6	1,45	1,19	1,07	1,21	1,00	1,06	0,99	1,28
V7	1,37	1,13	1,09	1,23	1,06	1,01	1,01	1,26
V8	1,77	1,56	1,21	1,30	1,04	1,10	1,08	1,51
V11	1,50	1,32	1,03	1,11	0,89	0,95	0,93	1,29
V12	1,58	1,36	1,11	1,20	0,97	1,04	1,02	1,35
V13	1,25	1,05	1,05	1,18	0,99	0,95	0,97	1,18
V14	1,62	1,39	1,11	1,20	0,97	1,03	1,01	1,37
V15	1,92	1,64	1,31	1,43	1,17	1,24	1,22	1,66
V16	1,42	1,16	1,23	1,35	1,16	1,13	1,15	1,36
V17	1,67	1,44	1,13	1,23	0,97	1,03	1,01	1,40
C3	1,37	1,19	1,07	1,24	1,12	1,11	1,03	1,27
C5	1,20	1,03	0,93	1,06	0,95	0,98	0,89	1,11
C6	1,19	1,01	0,91	1,05	0,94	0,97	0,88	1,09
C7	1,15	1,03	0,92	1,05	0,98	1,00	0,93	1,08
C8	1,14	1,09	1,09	1,13	1,10	1,10	1,10	1,13
C9	1,14	1,10	1,10	1,12	1,10	1,10	1,10	1,12
Gneiss-2	1,67	1,37	1,33	1,54	1,22	1,18	1,20	1,51
Gneiss-3	1,63	1,30	1,28	1,46	1,22	1,16	1,18	1,50
Basalt-2	1,77	1,45	1,38	1,58	1,24	1,26	1,21	1,55
Basalt-3	1,71	1,38	1,31	1,51	1,26	1,31	1,21	1,56
Quartzite-2	1,76	1,44	1,37	1,58	1,26	1,24	1,23	1,56
Quartzite-3	1,62	1,29	1,25	1,43	1,20	1,17	1,15	1,47
I A	1,38	1,15	1,22	1,32	1,16	1,12	1,15	1,33
I B	1,27	1,13	1,16	1,27	1,12	1,06	1,10	1,27
I C	1,21	1,09	1,10	1,20	1,07	1,05	1,06	1,21
II A	1,45	1,19	1,25	1,35	1,20	1,16	1,19	1,37
II B	1,25	1,09	1,14	1,19	1,14	1,14	1,13	1,22
II C	1,23	1,11	1,12	1,18	1,15	1,16	1,15	1,24
III A	1,15	0,95	1,01	1,10	0,95	0,92	0,95	1,10
III B	1,24	1,09	1,12	1,23	1,09	1,03	1,07	1,24
III C	1,10	0,94	0,98	1,05	0,95	0,94	0,95	1,05
IV A	1,25	1,03	1,08	1,18	1,03	1,00	1,02	1,19
IV B	1,27	1,10	1,14	1,20	1,16	1,18	1,16	1,29

Tabela 3.4: Valores de λ dos elementos submetidos a flexão composta, relativos aos diagramas de tensão no concreto idealizados e retangulares (continuação).

Pilar	Diagramas Retangulares				Diagramas Idealizados			
	MC90	EN 1992-1	CSA	NS 3473	MC90	EN 1992-1	CEB	NS 3473
	IV C	1,12	1,04	1,06	1,12	1,05	1,07	1,05
V A	1,26	1,06	0,98	1,11	0,95	0,99	0,91	1,13
V B	1,29	1,14	1,04	1,18	1,08	1,10	1,00	1,22
V C	1,28	1,16	1,05	1,17	1,11	1,12	1,01	1,21
VI A	1,40	1,18	1,08	1,24	1,09	1,14	1,03	1,29
VI B	1,15	1,05	1,02	1,08	1,02	1,07	1,00	1,12
VI C	1,33	1,18	1,18	1,25	1,19	1,25	1,15	1,27
VII A	1,39	1,16	1,08	1,22	1,03	1,09	0,99	1,25
VII B	1,29	1,14	1,03	1,17	1,06	1,09	0,99	1,22
VII C	1,31	1,15	1,08	1,18	1,10	1,12	1,06	1,21
VIII A	1,19	0,97	0,90	1,03	0,89	0,95	0,85	1,08
VIII B	1,01	0,86	0,86	0,92	0,87	0,91	0,85	0,97
VIII C	1,23	1,08	1,05	1,13	1,10	1,14	1,06	1,15
IX A	1,51	1,27	1,16	1,31	1,09	1,14	1,07	1,35
IX B	1,41	1,23	1,11	1,25	1,12	1,15	1,06	1,31
IX C	1,42	1,26	1,13	1,27	1,16	1,19	1,13	1,31
X A	1,81	1,48	1,34	1,53	1,36	1,43	1,32	1,68
X B	1,18	1,03	1,00	1,07	0,98	1,05	0,97	1,12
X C	1,14	1,09	1,04	1,12	1,06	1,14	1,05	1,14
XI A	1,46	1,23	1,12	1,27	1,05	1,10	1,03	1,30
XI B	1,35	1,18	1,06	1,20	1,08	1,11	1,02	1,27
XI C	1,42	1,24	1,13	1,26	1,15	1,19	1,12	1,32
XII A	1,84	1,51	1,37	1,56	1,34	1,42	1,30	1,66
XII B	1,43	1,23	1,21	1,29	1,19	1,27	1,17	1,34
XII C	1,14	1,03	1,02	1,09	1,03	1,09	1,03	1,10
23	1,29	1,14	1,19	1,22	1,14	1,14	1,14	1,24
24	1,53	1,37	1,43	1,46	1,37	1,37	1,37	1,49
25	1,40	1,27	1,13	1,32	1,27	1,16	1,13	1,35
26	1,48	1,37	1,21	1,41	1,37	1,25	1,21	1,45
27	1,14	1,02	1,06	1,08	1,02	1,02	1,02	1,07
28	1,12	1,01	1,04	1,06	1,01	1,01	1,01	1,05
29	1,69	1,41	1,27	1,47	1,31	1,35	1,23	1,52
30	1,65	1,36	1,23	1,42	1,26	1,31	1,19	1,47
31	1,19	1,07	1,11	1,13	1,07	1,07	1,07	1,13
32	1,16	1,04	1,08	1,11	1,04	1,04	1,04	1,10
33	1,37	1,18	1,05	1,21	1,09	1,13	1,02	1,26
34	1,43	1,25	1,10	1,27	1,15	1,18	1,08	1,32
2L8-30	1,32	1,16	1,21	1,25	1,17	1,17	1,17	1,27
2L8-60	1,18	1,03	1,08	1,12	1,03	1,03	1,03	1,11
2L8-120	1,27	1,10	1,16	1,19	1,12	1,12	1,12	1,21
2L20-30	1,25	1,11	1,17	1,20	1,14	1,14	1,14	1,22
2L20-60	1,15	1,01	1,07	1,10	1,03	1,03	1,03	1,12
2L20-120	1,28	1,12	1,19	1,22	1,15	1,15	1,15	1,24
2L50-30	1,20	1,10	1,14	1,18	1,12	1,12	1,12	1,19
2L50-60	1,21	1,10	1,14	1,18	1,11	1,11	1,11	1,20
2L50-120	1,24	1,12	1,16	1,19	1,13	1,13	1,13	1,21

Tabela 3.4: Valores de λ dos elementos submetidos a flexão composta, relativos aos diagramas de tensão no concreto idealizados e retangulares (continuação).

Pilar	Diagramas Retangulares				Diagramas Idealizados			
	MC90	EN 1992-1	CSA	NS 3473	MC90	EN 1992-1	CEB	NS 3473
	4L8-30	1,35	1,17	1,24	1,26	1,19	1,19	1,19
4L8-60	1,32	1,17	1,22	1,23	1,17	1,17	1,17	1,26
4L8-120	1,13	1,00	1,04	1,05	1,00	1,00	1,00	1,07
4L20-30	1,49	1,33	1,39	1,42	1,36	1,36	1,36	1,44
4L20-60	1,36	1,21	1,27	1,29	1,23	1,23	1,23	1,31
4L20-120	1,27	1,13	1,18	1,20	1,15	1,15	1,15	1,22
4L50-30	1,46	1,33	1,36	1,40	1,32	1,32	1,32	1,40
4L50-60	1,21	1,13	1,16	1,19	1,14	1,14	1,14	1,20
4L50-120	1,22	1,12	1,15	1,18	1,13	1,13	1,13	1,19
2M8-30	1,37	1,14	1,13	1,27	1,07	1,02	1,04	1,26
2M8-60	1,46	1,21	1,20	1,35	1,14	1,08	1,10	1,34
2M8-120	1,26	1,04	1,03	1,16	0,98	0,93	0,94	1,14
2M20-30	1,46	1,20	1,20	1,33	1,17	1,10	1,12	1,35
2M20-60	1,56	1,28	1,28	1,42	1,24	1,17	1,19	1,44
2M20-120	1,34	1,10	1,09	1,22	1,06	1,00	1,02	1,23
2M50-30	1,37	1,23	1,13	1,30	1,19	1,09	1,09	1,30
2M50-60	1,74	1,55	1,44	1,66	1,52	1,38	1,40	1,67
2M50-120	1,42	1,29	1,19	1,35	1,25	1,14	1,14	1,36
4M8-30	1,00	0,83	0,80	0,90	0,79	0,75	0,75	0,88
4M8-60	1,30	1,08	1,03	1,16	1,02	0,96	0,96	1,14
4M8-120	1,26	1,06	1,02	1,14	1,00	0,95	0,95	1,13
4M20-30	1,18	0,97	0,94	1,04	0,94	0,89	0,88	1,05
4M20-60	1,17	0,96	0,92	1,03	0,94	0,88	0,87	1,04
4M20-120	1,40	1,15	1,12	1,24	1,12	1,05	1,05	1,24
4M50-30	1,38	1,24	1,13	1,30	1,20	1,10	1,10	1,30
4M50-60	1,41	1,27	1,15	1,33	1,24	1,13	1,13	1,34
4M50-120	1,31	1,18	1,08	1,23	1,16	1,06	1,05	1,24
2H8-30	1,46	1,21	1,12	1,26	1,06	1,08	1,02	1,26
2H8-60	1,54	1,28	1,19	1,34	1,12	1,15	1,08	1,34
2H8-120	1,68	1,39	1,29	1,45	1,21	1,24	1,17	1,45
2H20-30	1,43	1,17	1,09	1,22	1,08	1,12	1,02	1,27
2H20-60	1,45	1,18	1,11	1,25	1,10	1,14	1,04	1,29
2H20-120	1,73	1,41	1,31	1,48	1,31	1,36	1,23	1,53
2H50-30	1,57	1,42	1,25	1,46	1,35	1,38	1,24	1,51
2H50-60	1,47	1,33	1,16	1,35	1,25	1,28	1,15	1,41
2H50-120	1,75	1,58	1,38	1,61	1,50	1,52	1,37	1,68
4H8-30	1,36	1,12	1,05	1,16	1,03	1,03	0,97	1,17
4H8-60	1,47	1,21	1,12	1,25	1,11	1,14	1,04	1,26
4H8-120	1,39	1,15	1,07	1,19	1,05	1,05	0,98	1,20
4H20-30	1,47	1,21	1,14	1,27	1,18	1,13	1,08	1,30
4H20-60	1,47	1,22	1,15	1,27	1,19	1,13	1,08	1,31
4H20-120	1,48	1,22	1,13	1,26	1,16	1,17	1,08	1,30
4H50-30	1,46	1,31	1,15	1,33	1,29	1,21	1,15	1,37
4H50-60	1,46	1,31	1,15	1,33	1,28	1,20	1,14	1,36
4H50-120	1,46	1,32	1,16	1,33	1,28	1,27	1,16	1,38

Tabela 3.4: Valores de λ dos elementos submetidos a flexão composta, relativos aos diagramas de tensão no concreto idealizados e retangulares (continuação).

Pilar	Diagramas Retangulares				Diagramas Idealizados			
	MC90	EN 1992-1	CSA	NS 3473	MC90	EN 1992-1	CEB	NS 3473
	2L8-120R	1,28	1,08	1,12	1,21	1,06	1,04	1,06
2L20-120R	1,27	1,05	1,12	1,20	1,06	1,03	1,06	1,21
4L8-120R	1,23	1,06	1,09	1,16	1,04	1,03	1,04	1,16
4L20-120R	1,22	1,03	1,08	1,14	1,04	1,01	1,03	1,16
4L50-30R	1,32	1,20	1,23	1,28	1,21	1,21	1,21	1,29
2M8-30R	1,34	1,12	1,13	1,25	1,06	1,02	1,03	1,23
2M20-60R	1,56	1,29	1,29	1,43	1,25	1,17	1,19	1,44
2M20-120R	1,54	1,27	1,26	1,41	1,23	1,16	1,17	1,42
2M50-60R	1,50	1,34	1,26	1,44	1,31	1,22	1,22	1,45
2M50-120R	1,53	1,38	1,27	1,44	1,34	1,22	1,23	1,46
4M20-60R	1,39	1,15	1,15	1,26	1,13	1,08	1,08	1,27
4M20-120R	1,27	1,07	1,05	1,16	1,04	0,98	0,99	1,17
4M50-60R	1,53	1,37	1,26	1,43	1,35	1,23	1,23	1,45
4M50-120R	1,26	1,14	1,05	1,19	1,11	1,03	1,02	1,20
P5/1	1,47	1,21	1,14	1,29	1,13	1,06	1,07	1,30
P5/2	1,46	1,21	1,14	1,30	1,13	1,07	1,07	1,30
P6/1	1,54	1,26	1,14	1,32	1,19	1,12	1,10	1,34
P6/2	1,55	1,27	1,16	1,34	1,20	1,13	1,12	1,35
P7/1	1,60	1,31	1,22	1,40	1,20	1,17	1,14	1,42
P7/2	1,61	1,32	1,20	1,39	1,17	1,21	1,12	1,41
P8/1	2,05	1,66	1,56	1,79	1,55	1,52	1,46	1,84
P8/2	2,00	1,62	1,49	1,71	1,48	1,55	1,41	1,78
P9/1	2,29	1,89	1,68	1,93	1,65	1,74	1,63	2,06
P9/2	2,22	1,82	1,72	2,00	1,74	1,64	1,64	2,05
A-15-0,25	1,52	1,47	1,48	1,51	1,48	1,48	1,48	1,46
A-17-0,25	1,44	1,37	1,39	1,42	1,36	1,36	1,36	1,37
A-18-0,25	1,37	1,33	1,34	1,36	1,31	1,31	1,31	1,30
A-19-0,25	1,57	1,53	1,53	1,57	1,53	1,53	1,53	1,50
A-15-0,50	1,52	1,50	1,50	1,54	1,49	1,49	1,49	1,46
A-17-0,50	1,69	1,61	1,64	1,67	1,61	1,61	1,61	1,63
A-18-0,50	1,76	1,71	1,70	1,76	1,70	1,70	1,70	1,65
A-19-0,50	1,56	1,56	1,55	1,60	1,55	1,55	1,55	1,49
B-17-0,25	1,45	1,37	1,40	1,44	1,40	1,40	1,40	1,43
B-18-0,25	1,26	1,18	1,19	1,25	1,19	1,19	1,19	1,24
B-19-0,25	1,39	1,31	1,32	1,37	1,33	1,33	1,33	1,37
B-17-0,50	1,16	1,10	1,12	1,11	1,13	1,13	1,13	1,15
B-18-0,50	1,22	1,13	1,19	1,16	1,15	1,15	1,15	1,19
B-19-0,50	1,15	1,07	1,09	1,11	1,08	1,08	1,08	1,13
C-27,5-0,25	1,68	1,55	1,58	1,64	1,57	1,57	1,57	1,63
C-30,0-0,25	1,72	1,60	1,64	1,70	1,60	1,60	1,60	1,66
C-31,7-0,25	1,56	1,45	1,48	1,54	1,47	1,47	1,47	1,54
C-27,5-0,50	1,72	1,62	1,62	1,65	1,61	1,61	1,61	1,67
C-30,0-0,50	2,43	2,32	2,31	2,39	2,32	2,32	2,32	2,40
C-31,7-0,50	2,43	2,34	2,34	2,39	2,31	2,31	2,31	2,39
HB-17-0,25	1,78	1,59	1,44	1,69	1,55	1,41	1,41	1,72
HB-18-0,25	1,36	1,22	1,11	1,31	1,19	1,08	1,09	1,32

Tabela 3.4: Valores de λ dos elementos submetidos a flexão composta, relativos aos diagramas de tensão no concreto idealizados e retangulares (continuação).

Pilar	Diagramas Retangulares				Diagramas Idealizados			
		EN		NS		EN		NS
	MC90	1992-1	CSA	3473	MC90	1992-1	CEB	3473
HB-19-0,25	1,18	1,03	0,96	1,11	0,98	0,91	0,91	1,13
HB-17-0,50	1,36	1,26	1,29	1,35	1,27	1,25	1,25	1,37
HB-18-0,50	1,35	1,25	1,26	1,32	1,26	1,23	1,26	1,35
HB-19-0,50	1,28	1,15	1,15	1,24	1,17	1,13	1,15	1,26
N201	1,23	1,14	1,17	1,21	1,14	1,14	1,14	1,21
N202	0,94	0,83	0,87	0,89	0,84	0,84	0,84	0,90
N203	1,03	0,92	0,96	0,98	0,93	0,93	0,93	0,99
H201	1,47	1,34	1,11	1,27	1,15	1,17	1,15	1,39
H202	1,09	0,91	0,78	0,89	0,77	0,80	0,78	0,96
H203	1,20	1,01	0,86	0,98	0,85	0,88	0,86	1,06
LS-1	1,33	1,14	1,22	1,25	1,20	1,20	1,20	1,31
LS-2	1,22	1,07	1,13	1,15	1,12	1,12	1,12	1,21
LS-3	1,10	1,01	1,05	1,05	1,06	1,06	1,06	1,09
LM-1	1,34	1,16	1,23	1,27	1,20	1,20	1,20	1,32
LM-2	1,61	1,42	1,48	1,52	1,52	1,52	1,52	1,58
LM-3	1,11	1,03	1,07	1,08	1,04	1,04	1,04	1,10
LL-1	1,19	1,08	1,12	1,16	1,13	1,13	1,13	1,19
LL-2	1,10	1,00	1,03	1,03	1,06	1,06	1,06	1,10
LL-3	0,96	0,92	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,96
HS-1	1,21	1,03	1,05	1,18	1,00	0,95	0,98	1,19
HS-2	1,20	1,05	1,05	1,15	1,03	1,00	1,02	1,16
HS-3	1,15	1,04	1,05	1,09	1,05	1,05	1,04	1,13
HM-1	1,22	1,04	1,05	1,18	1,01	0,96	0,99	1,19
HM-2	1,35	1,18	1,20	1,29	1,18	1,13	1,17	1,33
HM-3	1,12	1,04	1,04	1,08	1,05	1,03	1,03	1,10
HL-1	1,58	1,40	1,38	1,55	1,35	1,26	1,31	1,57
HL-2	1,11	0,99	0,99	1,06	0,99	1,00	1,00	1,08
HL-3	0,95	0,88	0,88	0,92	0,90	0,86	0,87	0,92
HS-1A	1,21	1,07	1,08	1,19	1,04	0,99	1,03	1,20
HS-3A	1,13	1,06	1,04	1,13	1,03	0,99	1,00	1,14
HM-1A	1,15	1,01	1,02	1,12	0,98	0,94	0,97	1,13
HM-3A	1,02	0,93	0,93	0,99	0,92	0,90	0,91	0,99
HL-1A	1,17	1,07	1,06	1,17	1,04	0,98	1,01	1,17
HL-3A	0,98	0,90	0,90	0,93	0,91	0,91	0,88	0,95
VS-1	1,35	1,15	1,08	1,21	1,05	1,11	1,01	1,26
VS-2	1,29	1,16	1,05	1,19	1,10	1,12	1,02	1,24
VM-1	1,33	1,14	1,07	1,20	1,04	1,09	1,00	1,24
VM-2	1,33	1,14	1,10	1,18	1,12	1,13	1,07	1,23
VS-1A	1,39	1,24	1,17	1,30	1,13	1,20	1,11	1,34
VS-2A	1,24	1,17	1,08	1,20	1,10	1,13	1,03	1,24
VM-1A	1,42	1,27	1,20	1,32	1,16	1,23	1,13	1,37
VM-2A	1,28	1,21	1,11	1,23	1,16	1,17	1,07	1,28
NC1	0,88	0,78	0,81	0,84	0,78	0,78	0,78	0,86
NC2	0,76	0,68	0,70	0,72	0,68	0,68	0,68	0,74
NC3	0,60	0,53	0,55	0,57	0,64	0,64	0,64	0,70
NC4	1,01	0,92	0,95	0,96	0,92	0,92	0,92	0,99

Tabela 3.4: Valores de λ dos elementos submetidos a flexão composta, relativos aos diagramas de tensão no concreto idealizados e retangulares (continuação).

Pilar	Diagramas Retangulares				Diagramas Idealizados			
	MC90	EN	CSA	NS	MC90	EN	CEB	NS
		1992-1		3473		1992-1		3473
NC5	1,04	0,96	0,98	0,99	0,97	0,97	0,97	1,00
NC6	1,05	0,98	1,00	1,01	0,99	0,99	0,99	1,01
HC1	1,76	1,56	1,54	1,71	1,53	1,46	1,48	1,72
HC2	0,70	0,62	0,61	0,68	0,61	0,58	0,58	0,69
HC3	0,89	0,78	0,77	0,86	0,77	0,73	0,74	0,86
HC4	1,10	1,02	1,04	1,06	1,01	1,00	1,01	1,07
HC5	1,10	1,01	1,03	1,06	1,01	1,01	1,02	1,07
HC6	1,01	0,94	0,95	0,98	0,94	0,94	0,94	0,99
HD1	0,99	0,87	0,84	0,94	0,85	0,80	0,81	0,94
HD2	0,99	0,88	0,86	0,96	0,86	0,82	0,83	0,96
HD3	0,99	0,88	0,85	0,95	0,86	0,81	0,81	0,96
HD4	1,30	1,21	1,13	1,27	1,18	1,10	1,10	1,28
HD5	1,18	1,11	1,05	1,16	1,08	1,01	1,01	1,17
HD6	1,42	1,32	1,29	1,39	1,29	1,25	1,25	1,40
MR-GE01	1,03	0,97	0,97	1,01	0,97	0,97	0,97	1,03
MR-GE02	1,08	1,03	1,03	1,06	1,04	1,04	1,05	1,09
MR-GE03	1,04	0,98	1,00	1,05	0,97	0,98	0,99	1,02
MR-GE04	1,07	1,03	1,03	1,07	1,03	1,02	1,00	1,05
AR-GE01	0,92	0,88	0,87	0,89	0,87	0,86	0,87	0,92
AR-GE02	0,92	0,90	0,89	0,90	0,89	0,88	0,89	0,94
A1	1,01	0,92	0,89	0,99	0,90	0,84	0,86	1,00
A2	1,06	0,97	0,86	1,00	0,96	0,88	0,85	1,03
A3	0,99	0,92	0,77	0,88	0,81	0,83	0,79	0,95
B1	1,17	1,08	1,00	1,15	1,05	0,99	0,98	1,15
A4	1,20	1,02	1,02	1,14	1,01	0,97	0,97	1,14
A5	1,38	1,18	1,08	1,25	1,15	1,08	1,05	1,29
A6	1,35	1,17	1,01	1,15	1,02	1,05	1,01	1,24
B2	1,40	1,22	1,18	1,34	1,19	1,13	1,13	1,35
A-1/36-R	1,45	1,17	1,11	1,28	1,11	1,05	1,05	1,31
A-1/36-O	1,41	1,13	1,07	1,22	1,06	1,04	1,00	1,26
A-1/18-R1	1,60	1,29	1,21	1,38	1,20	1,22	1,14	1,43
A-1/18-Q	1,45	1,18	1,10	1,26	1,11	1,09	1,04	1,30
A-1/18-O	1,38	1,13	1,03	1,18	1,02	1,07	0,97	1,23
A-1/18-R2	1,47	1,20	1,15	1,32	1,13	1,07	1,08	1,34
A-1/12-O	1,35	1,11	1,04	1,20	1,05	1,00	0,98	1,24
A-1/9-R	1,26	1,04	0,95	1,10	0,96	1,01	0,91	1,14
A-1/9-O	1,27	1,07	0,96	1,10	0,95	1,00	0,92	1,16
B-1/90-O	1,19	0,96	0,89	1,02	0,89	0,93	0,84	1,06
B-1/36-O	1,20	0,98	0,89	1,02	0,88	0,92	0,84	1,07
B-1/18-O	1,15	0,94	0,87	1,00	0,87	0,91	0,83	1,04
P1/1	1,73	1,43	1,32	1,50	1,33	1,30	1,24	1,54
P1/2	1,52	1,26	1,18	1,33	1,17	1,11	1,10	1,35
P1/3	1,58	1,30	1,22	1,39	1,21	1,15	1,14	1,40
P2/1	1,81	1,46	1,37	1,56	1,36	1,42	1,28	1,61
P2/2	1,70	1,38	1,28	1,47	1,28	1,29	1,21	1,52
P3/1	1,68	1,39	1,25	1,44	1,31	1,25	1,20	1,47

Tabela 3.4: Valores de λ dos elementos submetidos a flexão composta, relativos aos diagramas de tensão no concreto idealizados e retangulares (continuação).

Pilar	Diagramas Retangulares				Diagramas Idealizados			
		EN		NS		EN		NS
	MC90	1992-1	CSA	3473	MC90	1992-1	CEB	3473
S	1,22	1,11	1,14	1,17	1,15	1,15	1,15	1,20
M	1,24	1,12	1,15	1,18	1,15	1,15	1,15	1,20
L	1,22	1,10	1,14	1,16	1,13	1,13	1,13	1,18
N50	1,15	1,02	1,07	1,08	1,04	1,04	1,04	1,09
N100	1,13	1,01	1,05	1,06	1,02	1,02	1,02	1,07
N150	1,12	1,00	1,04	1,04	1,01	1,01	1,01	1,05
H50	1,26	1,03	1,02	1,16	1,00	0,96	0,96	1,15
H100	1,23	1,02	1,00	1,14	0,98	0,95	0,95	1,13
H150	1,19	0,98	0,96	1,09	0,95	0,91	0,91	1,09
D8-75	1,57	1,32	1,25	1,40	1,16	1,20	1,12	1,40
D10-135	1,53	1,29	1,20	1,36	1,11	1,16	1,09	1,36
L8-75	1,55	1,31	1,22	1,37	1,13	1,18	1,10	1,37
S8-75	1,51	1,27	1,19	1,33	1,09	1,14	1,07	1,34
D10-100	1,15	1,02	0,98	1,11	0,97	0,90	0,92	1,11
D10-60	1,09	0,96	0,94	1,06	0,92	0,86	0,88	1,07
D9-100	1,15	1,02	1,00	1,13	0,98	0,91	0,94	1,13
D9-60	1,15	1,02	0,99	1,11	0,97	0,90	0,93	1,12
D6-100	1,14	1,01	1,00	1,12	0,98	0,91	0,94	1,12
D6-60	1,17	1,04	1,04	1,15	1,01	0,95	0,97	1,16

CAPÍTULO 4 – ANÁLISE DAS COMPARAÇÕES

Nas Figuras 4.1 a 4.5 são mostrados os valores de λ em função de diferentes parâmetros, para os elementos submetidos a compressão uniforme. Os valores de λ para os elementos submetidos a flexão composta, em função de diferentes parâmetros, estão nas Figuras 4.6 a 4.11. Os valores de λ em função de f_c , para todos os elementos, encontram-se reunidos nas Figuras 4.12 (diagramas retangulares de tensões no concreto) e 4.13 (diagramas idealizados de tensões no concreto).

A Figura 4.1 mostra tendência do aumento de λ com o aumento de f_c dos elementos sob compressão uniforme, quando se adota o diagrama retangular de tensões no concreto do MC 90. Isto acontece também quando se usa os diagramas retangulares da CSA e da NS e o idealizado da NS, mas apenas para f_c até cerca de 80 MPa, após o que parece haver tendência de diminuição de λ . Ao se considerarem os elementos sujeitos a compressão excêntrica, essas tendências ficam menos evidenciadas (Figuras 4.6, 4.12 e 4.13).

A Figura 4.2 sugere diminuição de λ com o aumento de $\rho_L f_y / f_c$, quando se consideram os diagramas de tensão no concreto retangulares do MC 90 e da NS e o idealizado da NS para os elementos sujeitos a compressão uniforme, o que não ocorre para os elementos sob compressão excêntrica (Figura 4.8).

Nas Figuras 4.3 e 4.9 ou não se nota influência de $\rho_v f_{ty} / f_c$ em λ ou nota-se certa tendência de diminuição de λ com o aumento de $\rho_v f_{ty} / f_c$, tendência que não faz sentido. Ela deve, entretanto, ser decorrente da maior taxa de armadura longitudinal e não da taxa de armadura transversal, já que, em geral, os elementos com maior taxa de armadura transversal tinham também maior taxa de armadura longitudinal. Na tentativa de levar em conta, ao mesmo tempo, os parâmetros $\rho_v f_{ty} / f_c$ e A_{cc} / A_c , foram também traçados os gráficos de λ em função de $(\rho_v f_{ty} A_{cc} / (f_c A_c))$, mostrados nas Figuras 4.5 e 4.11, tendo-se obtido, porém, gráficos semelhantes aos de λ em função de $\rho_v f_{ty} / f_c$.

A Figura 4.7 não sugere haver relação entre e_y / h e λ .

Médias, desvios-padrão, coeficientes de variação e percentagem dos valores menores que um de λ de diferentes grupos de elementos estão nas Tabelas 4.1 a 4.6. Os das Tabelas 4.1 e 4.2 são dos elementos submetidos a compressão uniforme e compressão excêntrica, respectivamente, enquanto os da Tabela 4.3 referem-se a todos os elementos. Os dados estatísticos das Tabelas 4.4 (elementos sob compressão

uniforme), 4.5 (elementos sob compressão excêntrica) e 4.6 (elementos sob compressão uniforme e excêntrica) são referentes apenas aos elementos cujo valor de f_c está dentro da faixa para a qual foi proposto o procedimento de cálculo.

Tabela 4.1: Médias, desvios-padrão, coeficientes de variação e percentagem dos valores menores que um de λ dos elementos submetidos a compressão uniforme (123 ensaios).

	Diagramas Retangulares				Diagramas Idealizados			
	MC90	EN 1992-1	CSA	NS 3473	MC90	EN 1992-1	CEB 228	NS 3473
Valor Médio	1,27	1,11	1,06	1,16	1,00	0,98	0,99	1,14
Desvio Padrão	0,24	0,17	0,15	0,19	0,14	0,15	0,15	0,18
Coeficiente de Variação (%)	18,8	15,6	14,5	16,0	14,5	15,0	14,6	15,8
$\lambda < 1$ (%)	10,6	29,3	34,1	15,4	56,9	60,2	56,9	18,7

Tabela 4.2: Médias, desvios-padrão, coeficientes de variação e percentagem dos valores menores que um de λ dos elementos submetidos a flexão composta (293 ensaios).

	Diagramas Retangulares				Diagramas Idealizados			
	MC90	EN 1992-1	CSA	NS 3473	MC90	EN 1992-1	CEB 228	NS 3473
Valor Médio	1,35	1,18	1,14	1,24	1,13	1,12	1,10	1,27
Desvio Padrão	0,25	0,22	0,20	0,22	0,20	0,20	0,20	0,22
Coeficiente de Variação (%)	18,8	18,3	17,6	17,6	17,9	18,2	18,1	17,3
$\lambda < 1$ (%)	5,12	13,7	15,7	8,53	20,8	22,2	24,6	7,51

Tabela 4.3: Médias, desvios-padrão, coeficientes de variação e percentagem dos valores menores que um de λ de todos os elementos submetidos a compressão uniforme e a flexão composta (416 ensaios).

	Diagramas Retangulares				Diagramas Idealizados			
	MC90	EN 1992-1	CSA	NS 3473	MC90	EN 1992-1	CEB 228	NS 3473
Valor Médio	1,33	1,16	1,12	1,22	1,09	1,08	1,07	1,23
Desvio Padrão	0,25	0,21	0,19	0,21	0,20	0,20	0,19	0,22
Coeficiente de Variação (%)	19,0	17,8	17,1	17,5	18	18,5	17,8	17,6
$\lambda < 1$ (%)	6,70	18,3	21,2	10,6	31,5	33,4	34,1	10,8

Tabela 4.4: Médias, desvios-padrão, coeficientes de variação e percentagem dos valores menores que um de λ dos elementos submetidos a compressão uniforme com os valores de f_c dentro dos limites especificados.

	Diagramas Retangulares				Diagramas Idealizados			
	MC90	EN 1992-1	CSA	NS 3473	MC90	EN 1992-1	CEB 228	NS 3473
Valor Médio	1,16	1,08	1,02	1,10	1,00	0,97	1,00	1,14
Desvio Padrão	0,19	0,16	0,15	0,17	0,15	0,15	0,15	0,18
Coeficiente de Variação (%)	16,0	15,0	14,5	15,5	15,0	15,2	14,7	16,1
$\lambda < 1$ (%)	15,0	34,0	46,3	18,9	53,8	61,3	54,3	19,8
Número de Ensaio	80	106	80	74	80	106	116	116

Tabela 4.5: Médias, desvios-padrão, coeficientes de variação e percentagem dos valores menores que um de λ dos elementos submetidos a flexão composta com os valores de f_c dentro dos limites especificados.

	Diagramas Retangulares				Diagramas Idealizados			
	MC90	EN 1992-1	CSA	NS 3473	MC90	EN 1992-1	CEB 228	NS 3473
Valor Médio	1,27	1,16	1,14	1,21	1,13	1,11	1,10	1,26
Desvio Padrão	0,23	0,22	0,22	0,23	0,23	0,22	0,20	0,22
Coeficiente de Variação (%)	18,4	19,3	19,7	19,2	20,0	19,5	18,0	17,3
$\lambda < 1$ (%)	7,02	15,5	16,4	11,4	21,6	24,9	24,3	7,52
Número de Ensaio	171	213	171	167	171	213	280	266

Tabela 4.6: Médias, desvios-padrão, coeficientes de variação e percentagem dos valores menores que um de λ dos elementos submetidos a compressão uniforme e a flexão composta com os valores de f_c dentro dos limites especificados.

	Diagramas Retangulares				Diagramas Idealizados			
	MC90	EN 1992-1	CSA	NS 3473	MC90	EN 1992-1	CEB 228	NS 3473
Valor Médio	1,24	1,13	1,10	1,18	1,09	1,07	1,07	1,22
Desvio Padrão	0,23	0,21	0,21	0,22	0,21	0,21	0,19	0,22
Coeficiente de Variação (%)	18,3	18,3	19,1	18,8	19,6	19,4	17,7	17,6
$\lambda < 1$ (%)	9,56	21,6	25,9	13,7	31,9	37,0	33,1	11,3
Número de Ensaios	251	319	251	241	251	319	396	382

Ao compararem-se os valores das Tabelas 4.2 e 4.1, constata-se que os valores médios de λ e dos coeficientes de variação para os elementos com compressão excêntrica são maiores que os dos elementos com compressão uniforme, mas as percentagens dos números de λ menores que um são menores.

As Tabelas 4.1 a 4.3 indicam que, em geral, quanto maior é o valor médio de λ , menor é a percentagem de valores de λ menores que um. Com exceção do caso de diagramas de tensão retangulares para elementos sob compressão uniforme, num mesmo grupo de elementos, a diferença entre os coeficientes de variação relativos aos diferentes procedimentos de cálculo não passa de cerca de 10%. Os coeficientes de variação variam entre cerca de 15% e 19%.

Dos diagramas retangulares de tensão de compressão no concreto, o do MC 90 é o que leva a resistências mais conservadoras, seguido do da NS. Já dos diagramas idealizados, o da NS é o que conduz a resistências mais conservadoras.

No caso dos diagramas retangulares de tensão, em comparação com os grupos que incluem os elementos com qualquer valor de f_c , os que englobam apenas os com f_c dentro da faixa de aplicação proposta têm menor valor médio de λ e maior percentagem de valores de λ menores que um. No caso dos diagramas de tensão idealizados, não há praticamente diferença entre os valores médios de λ referentes aos grupos com elementos com qualquer valor de f_c e aos grupos com f_c dentro da faixa especificada

para cada diagrama, e o número de valores de λ menores que um aumenta ou diminui de valor menor que cerca de 10%.

Os diagramas de tensão retangulares do MC90 e da EN conduzem a resistências mais conservadoras que os diagramas idealizados. Menores diferenças são constatadas ao se usarem os diagramas retangular e idealizado da NS.

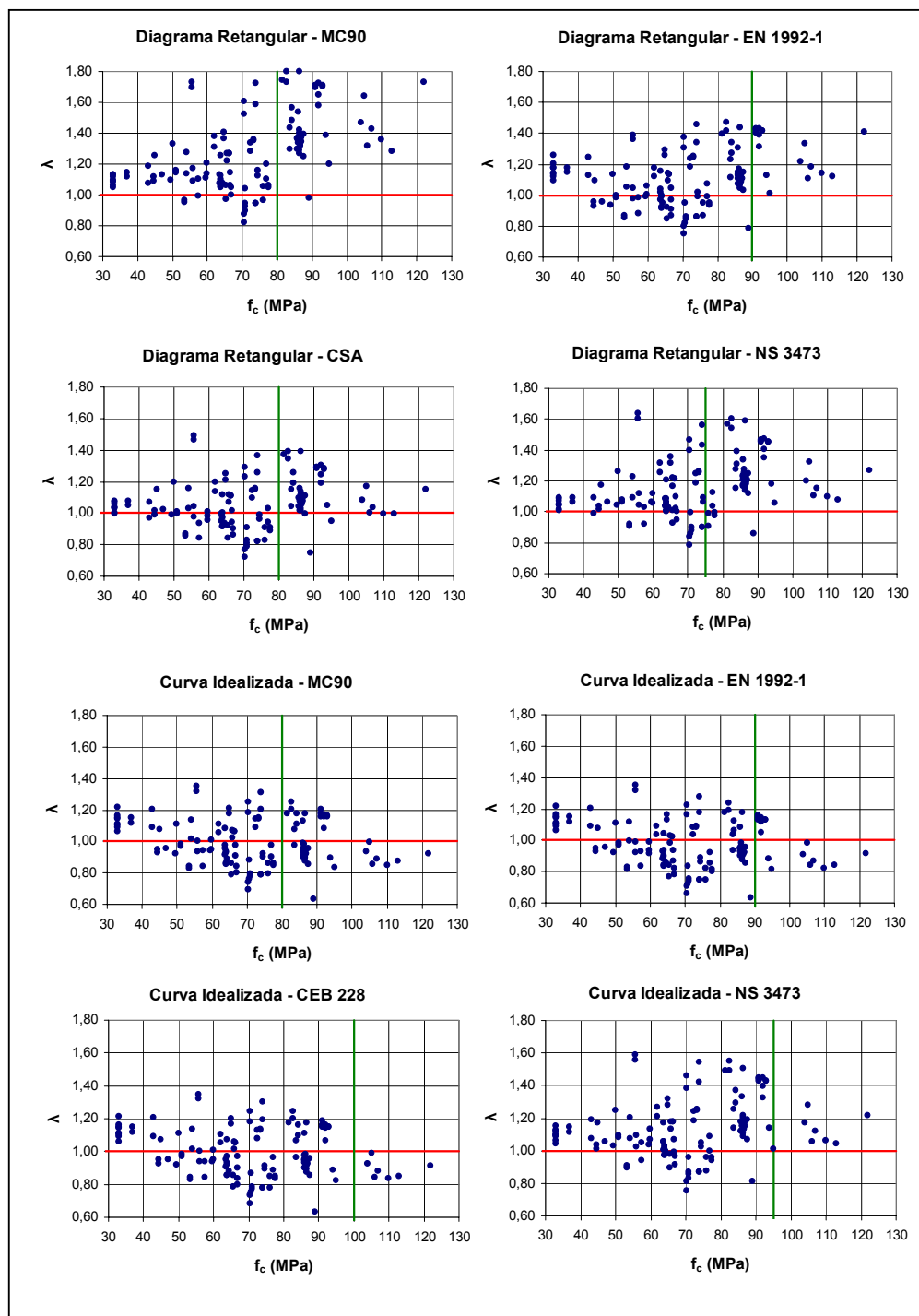


Figura 4.1: Valores de λ em função de f_c , para os elementos submetidos a compressão uniforme.

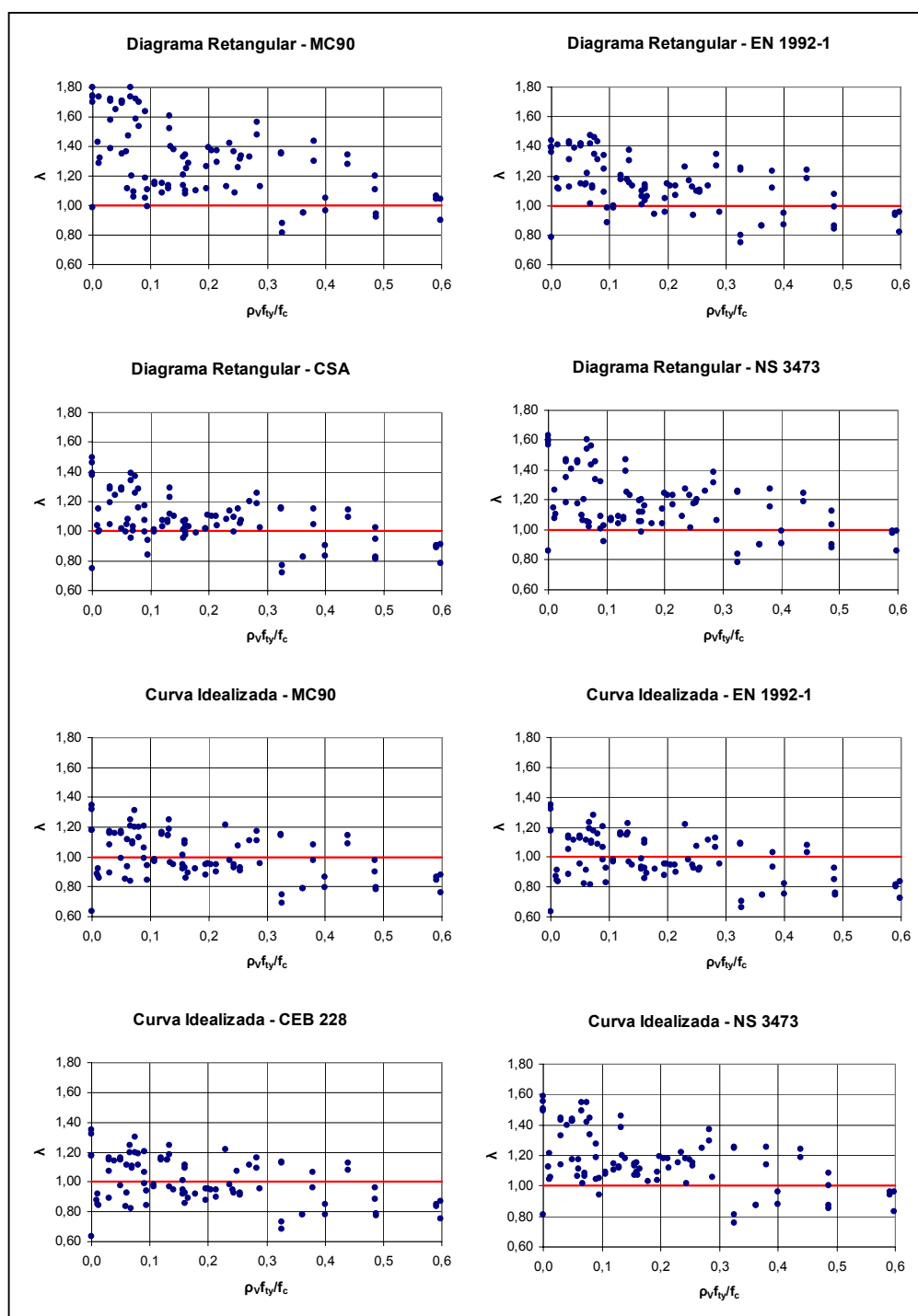


Figura 4.3: Valores de λ em função de $\rho_v f_y / f_c$, para os elementos submetidos a compressão uniforme.

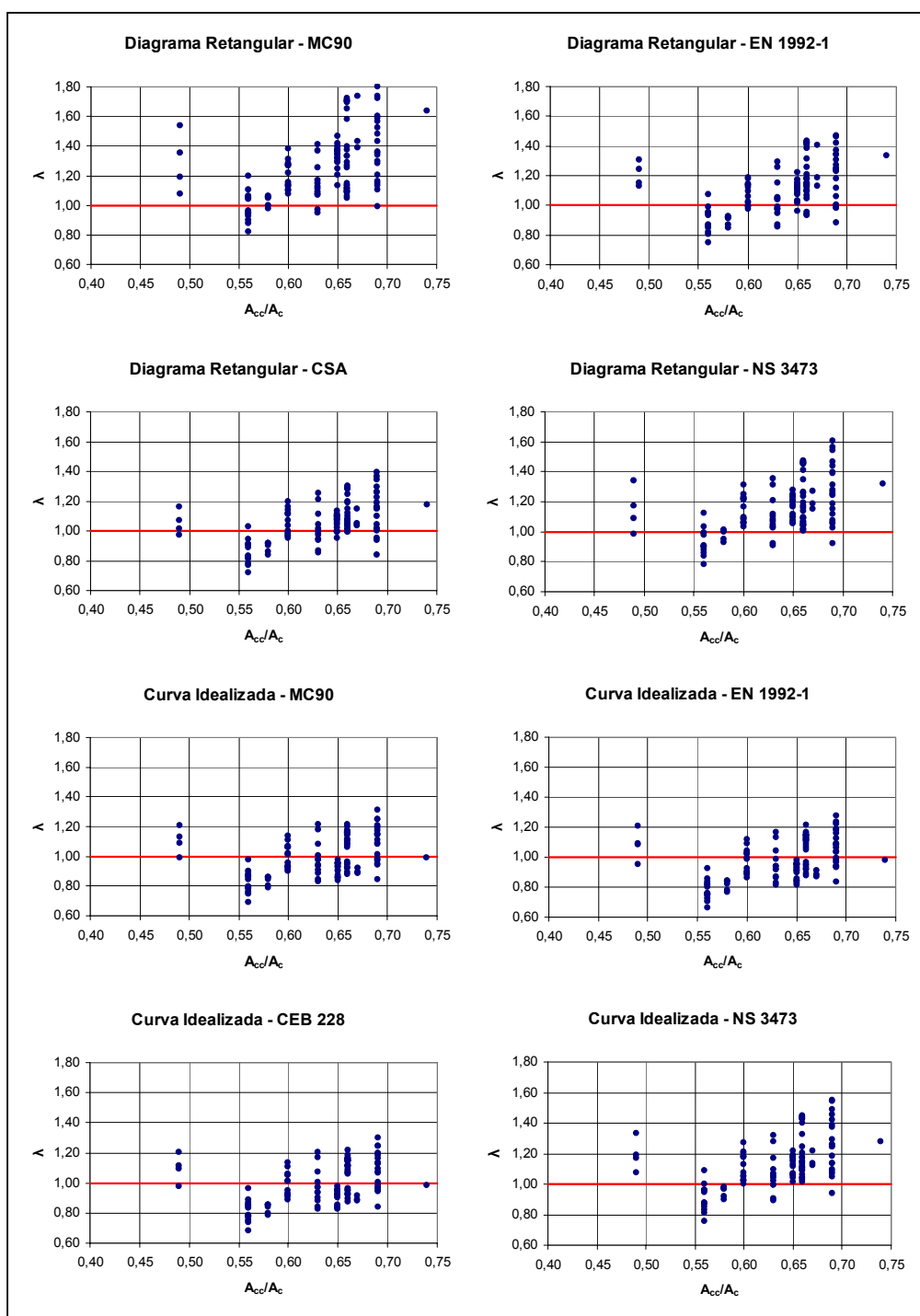


Figura 4.4: Valores de λ em função de A_{cc}/A_c , para os elementos submetidos a compressão uniforme.

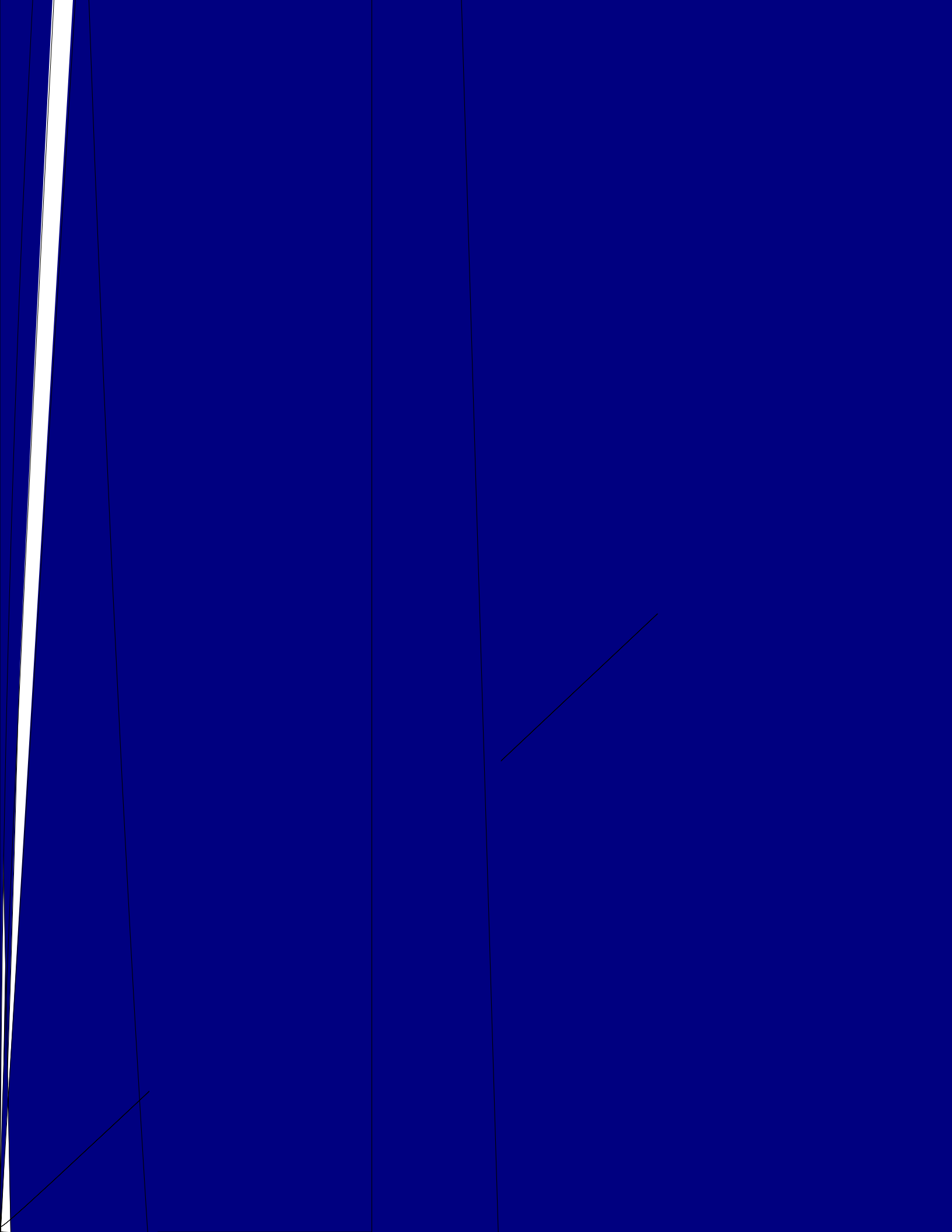
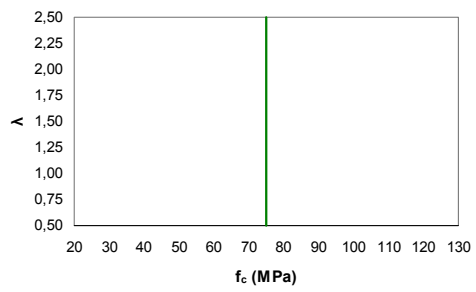
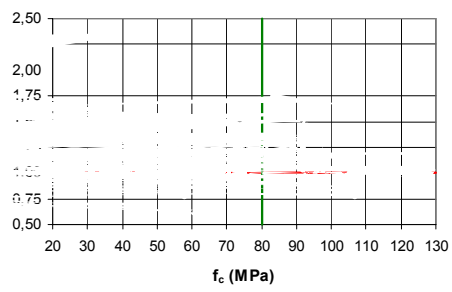


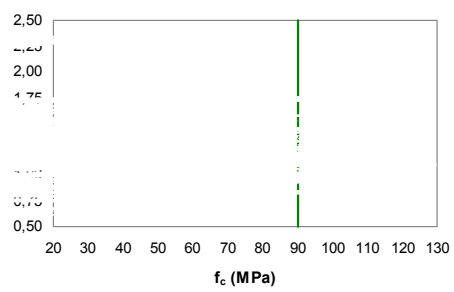
Diagrama Rectangular - NS 3473



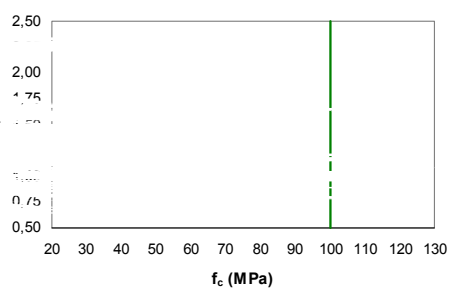
Curva Idealizada - MC90

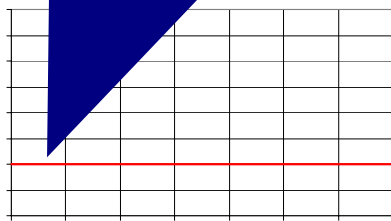


Curva Idealizada - EN 1992-1

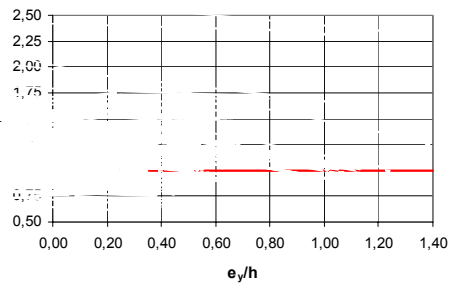


Curva Idealizada - CEB

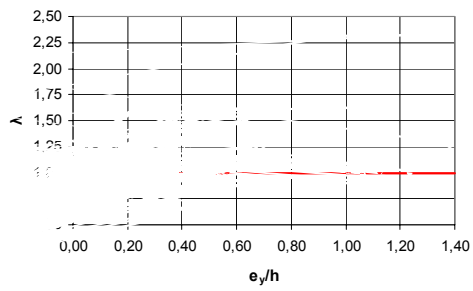




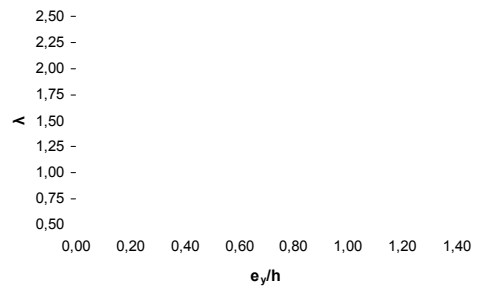
Curva Idealizada - EN 1992-1

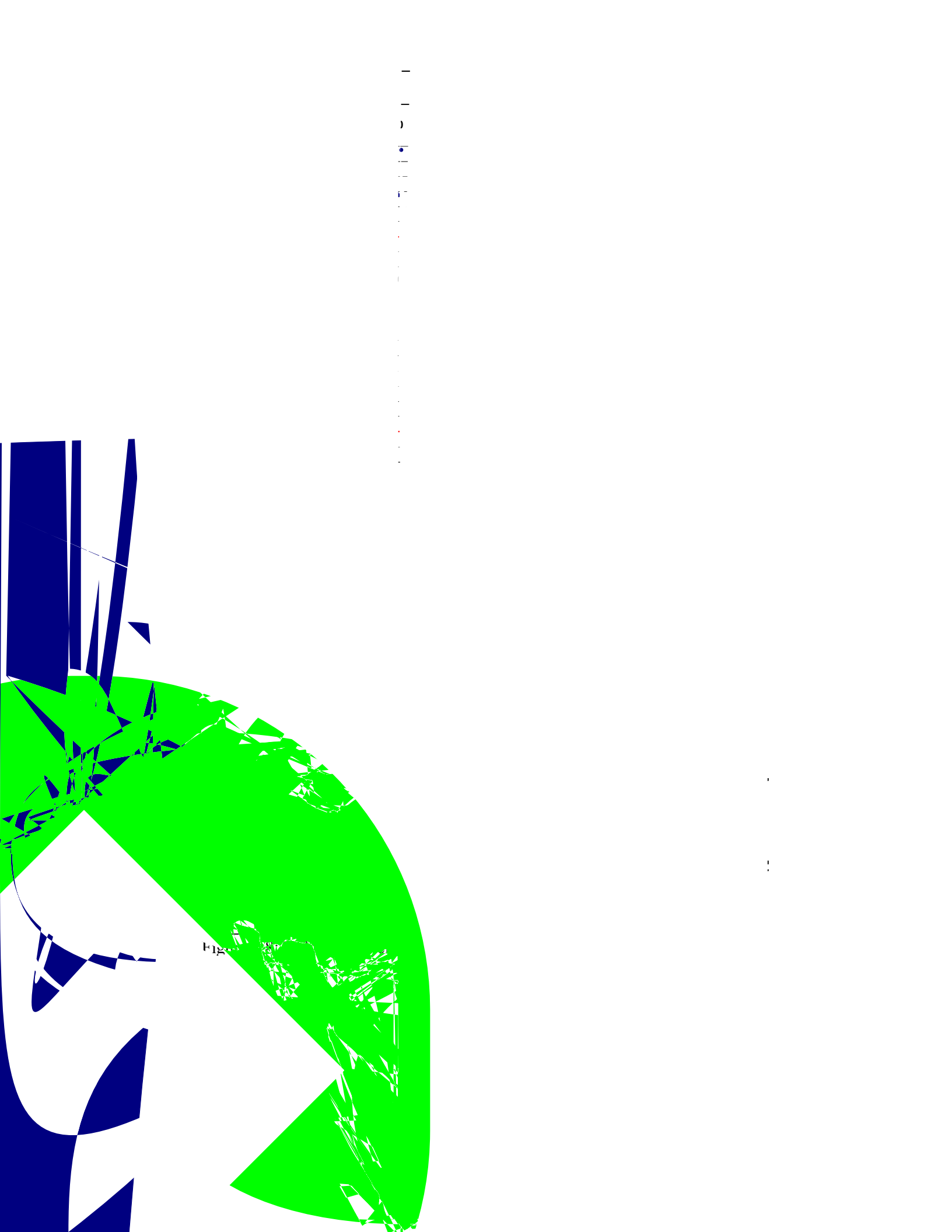


Curva Idealizada - CEB



Curva Idealizada - NS 3473







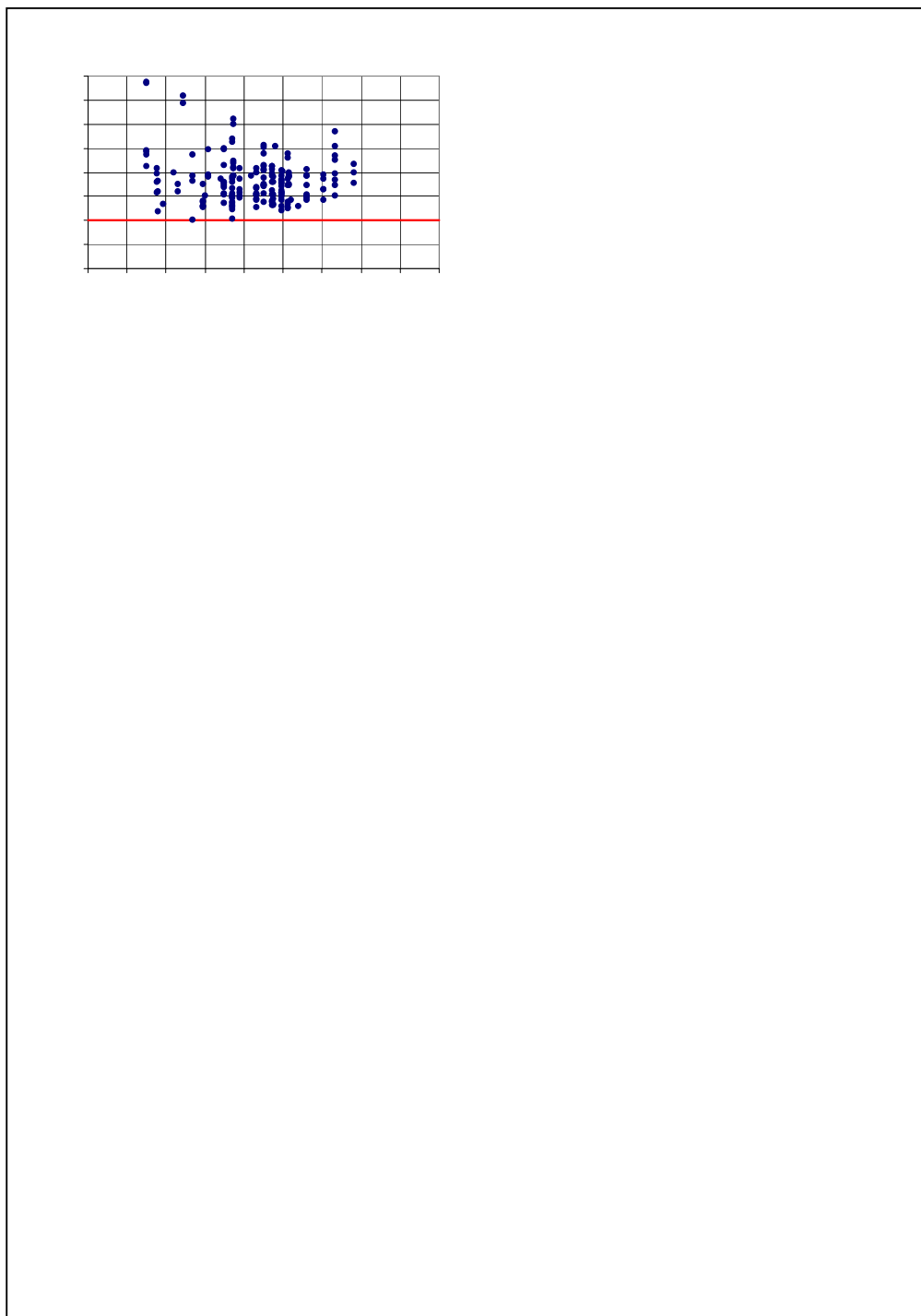
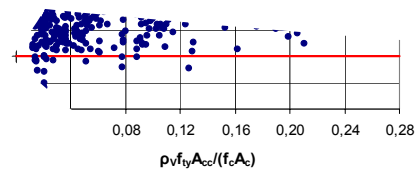
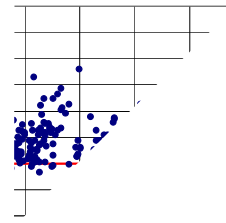


Figura 4.10: Valores de λ em função de A_{cc}/A_c , para os elementos submetidos a compressão excêntrica.

Diagrama Retangular - EN 1992-1-1



CO



CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Os diagramas tensão normal de compressão-deformação específica para o concreto realistas do CEB-FIP MC90 (para $f_{ck} \leq 80\text{MPa}$) e da EN 1992-1-1 (para $f_{ck} \leq 90\text{MPa}$), para análise do comportamento de estruturas, são representados pelo mesmo tipo de expressão, ou seja,

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{A \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2}{1 + (A-2) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)} \quad (5.1)$$

com

$$A = \frac{E_{ct} \varepsilon_{co}}{f_{cm}}$$

havendo, entretanto, diferenças nas definições de E_{ct} e de ε_{co} . Para o diagrama da EN 1992-1-1 é definido valor de deformação última.

Os diagramas de tensão idealizados do CEB-FIP MC90 e da EN 1992-1-1 são dados pelo mesmo tipo de expressão,

$$\frac{\sigma_c}{kf_{ck}} = 1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^n \quad (5.2)$$

Para $f_{ck} \leq 50\text{ MPa}$, $n=2$, e esses diagramas são iguais se considerar-se $k=0,85$ para o da EN 1992-1-1. Para $f_{ck} > 50\text{MPa}$, há diferenças entre os valores de n e de ε_{co} e ε_{cu} .

Ao se adotarem os diagramas realistas dessas normas, com tensão máxima igual a 0,9 vezes a resistência à compressão do concreto, são obtidos diagramas de interação momento fletor-força normal próximos daqueles obtidos a partir dos diagramas de tensão idealizados dessas mesmas normas.

O diagrama de tensão de compressão no concreto idealizado da NS 3473 é representado por expressão distinta da (5.2).

Dos diagramas idealizados dessas três normas, o da NS 3473 é o que leva a diagrama de interação momento fletor-força normal mais conservador. A diferença entre os diagramas de interação originados a partir dos diferentes diagramas de tensão idealizados é insignificante para casos de maiores relações μ/v , passando a aumentar para menores valores dessa relação à medida que aumenta a resistência do concreto.

Nos diagramas de tensão de compressão no concreto retangulares há diferenças nos valores de tensão e de altura dos diagramas considerados. Diferentes limites para deformações no concreto também são assumidos. Dos diagramas do CEB-FIP MC 90, CSA A.23.3, EN 1992-1-1 e NS 3473, o do MC 90 é o que dá origem a diagrama de interação momento fletor-força normal mais conservador, seguido do da NS.

Dentro dos limites de f_{ck} indicados no MC 90, EN e NS, os diagramas de tensão de compressão idealizados e retangulares da NS são os que, independentemente do valor de f_{ck} , levam a diagramas de interação momento fletor-força normal praticamente coincidentes. Os gerados considerando os diagramas de tensão de compressão idealizados e retangulares do MC 90 e da EN apresentam diferença crescente com o aumento de f_{ck} , sendo mais conservadores os obtidos a partir dos diagramas de tensão retangulares.

As comparações entre resistências experimentais e teóricas realizadas levam a crer que, dos diagramas de tensão de compressão para o concreto a serem usados no dimensionamento aqui apresentados, os da NS parecem ser os mais adequados. Eles tendem a fornecer resistências conservadoras e os diagramas de tensão de compressão para o concreto idealizado e retangular dessa norma levam a níveis de segurança semelhantes.

Entretanto, estudos adicionais precisam ser feitos objetivando propor diagramas de tensão de compressão aplicáveis a concretos com diferentes resistências à compressão, incluindo os com resistência maior que 100 MPa e de maneira a ter-se níveis de segurança semelhantes para todas as classes de concreto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGOSTINI, L.R.S., 1992. Pilares de concreto de alta resistência. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo
- AL-HUSSAINI, A. et al., 1993. The behaviour of HSC columns under axial load. In: Utilization of High-strength Concrete Symposium, Lillehammer, Norway, p.83-90
- ANGOTTI, F. et al., 2002, “Assessment of Structural Performance of HSC Slender Columns via Experimental Tests and Numerical Analyses”, In: *6th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete*, Leipzig, June, p.149-163.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, “NBR 8522: Concreto – determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação”, Rio de Janeiro, 9 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004, “NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento”, Rio de Janeiro, 221 p.
- AULIA, T. B., DEUSTSCHMANN, K., 1999, “Effect of mechanical properties of aggregate on the ductility of high performance concrete”, *Leipzig Annual Civil Engineering Report*, p. 133-147.
- AZIZINAMINI, A., KEBRAEI, M., 1996, “Flexural capacity of high strength concrete columns”, *4th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete*, pp. 873-881.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BSI), 2005, “Background Paper for the UK National Annex to EN 1992-1-1”, London, England
- CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, 2004, “CSA-A23.3: Design of Concrete Structures”, *Concrete Design Handbook*, Canadian Portland Cement Association. Ottawa, Canada.
- CANBAY, E., OZCEBE, G., ERSOY, U., 2006, High-strength concrete columns under eccentric load, *ASCE Journal of structural Engineering*, July, p.1052-1060.
- CHIN, M. S., MANSUR, M. A. e WEE, T. H., 1997, “Effects of shape, size, and casting direction of specimens on stress-strain curves of high-strength concrete”, *ACI Structural Journal*, May-June, p. 209-219
- CHUANG, P. H., KONG, F. K., 1997, “Large-scale tests on slender, reinforced concrete columns”, *The Structural Engineer*, V. 75, N° 23-24, December, p.410-416.

- CHUANG, P. H., KONG, S. K., KONG, F.K. 2000, “Slender columns in high strength concrete and normal strength concrete: BS 8110 and EC 2 compared”, *The Structural Engineer*, V. 78, N° 23-24, December, p.34-41.
- CLAESON, C., GYLLTOFT, K., GRAUERS. M. 1996, “Experimental and numerical analyses of reinforced high strength concrete columns”, In: *4th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete*, Paris. p. 797-806.
- CLAESON, C., GYLLTOFT, K., 1998, “Slender high-strength concrete columns subjected to eccentric loading”, *Journal of Structural Engineering*, March, p. 233-240.
- CLAESON, C., GYLLTOFT, K., 2000, “Slender concrete columns subjected to sustained and short-term eccentric loading”, *ACI Structural Journal*, V.97, N°1, Jan-Feb., p. 45-52.
- COLLINS. M.P., Mitchell. D., MacGregor. J.G., 1993,, “Structural design considerations for high-strength concrete”.*Concrete International*, May, p.27-34
- COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON, “CEB-FIP Model Code 1990”, 1993, Thomas Telford Services Ltd., London, Great Britain, 437 p.
- COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON, 1995, “High performance concrete”, Bulletin d’Information n. 228, Lausanne,, Switzerland.
- CORBIOLI, NANCI. “Desempenho à parte”. *Revista Construção*, São Paulo, Ed. Pini, nº 2570, pp.14–17, Maio 1997.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2004, “EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings”. British Standards Institution, London, Great Britain, 225 p.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAİNTE, 1990, High Strength Concrete – State of the art report, FIP-CEB Bulletin d’information n° 197, August, Lausanne, Switzerland.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (fib), 1999, “Structural concrete”, Bulletin 1, v. 1, Lausanne, Switzerland.
- FOSTER, S.J., ATTARD, M.M., 1997. “Experimental tests on eccentrically loaded high-strength concrete columns”, *ACI Structural Journal*, V.94. N°3, May-Jun., p. 295-303.
- GERMAIN. O., ESPION. B., “Buckling of Slender High Srength Reinforced Concrete Columns”. In: *6th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete*,Leipzig, June, p.247-262.
- HIBERNIA, The website for the offshore oil & gas industry. Disponível em <http://www.offshore-technology.com/projects/hibernia/>. Acesso em: 02 mai. 2007.

- IBRAHIM, H.H.H., MACGREGOR, J.G., 1996, “Tests of eccentrically loaded high-strength concrete columns”, *ACI Structural Journal*, V.93, N°5 September-October, p.585-593.
- IBRAHIM, H.H.H., MACGREGOR, J.G., 1996, “Flexural behavior of laterally reinforced high-strength concrete sections”, *ACI Structural Journal*, V.93, N°6 November-December, p.674-684.
- LAURENT,, N., 1990, Fragilite des elements comprimés en beton a hutes et tres autes performances et pourcentages minimaux d’armatures, Centre Universitaire des Sciences et Techniques, Université Blaise Pascal
- LEE, J., SON, H., 2000, “Failure and strength of high-strength concrete columns subjected to eccentric loads”, *ACI Structural Journal*, V.97, N°1, Jan-Feb., p. 75-85.
- LIMA, F. B., 1997, *Pilares de Concreto de Alto Desempenho: Fundamentos e Experimentação*, Tese (Doutorado em Engenharia), Escola de Engenharia de São Carlos-USP, São Carlos, SP, Brasil.
- LIMA, F. B., GIONGO, J. S., TAKEYA, 1997, T. “Pilares de concreto de alto desempenho submetidos à compressão excêntrica”, In: *39ª REIBRAC*, IBRACON, S’ao Paulo, pp. 505-519.
- LLOYD, N. A., RANGAN, B. V., 1996, “Studies on high-strength concrete columns under eccentric compression”, *ACI Structural Journal*, V.93, N°6. Nov-Dec., p. 631-638.
- MARKESSET, G., 1996, “Eccentrically loaded prism of high strength concrete”, In: *4th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete*, Paris. p. 669-675.
- NARAYANAN. R.S., BEEBY. A., 2005, “Designers’ Guide to EN1992-1-1 and EN1992-1-2. Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules and rules for buildings and structural fire design, Thomas Telford Ltd., London, Great Britain, 218 p.
- NEMECEK, J., Bittnar. Z., 2004, Experimental investigation and numerical simulation of post-peak behavior and size effect of reinforced concrete columns, *Materials and Structures*, v. 37, April, p.161.169.
- NEMECEK, J. et al., 2005, Effect of trasversal reinforcement in normal and high strength concrete columns, *Materials and Structures*, v. 38, Aug.-Sept., p.665-671.

- NORWEGIAN COUNCIL FOR BUILDING STANDARDIZATION, 2004, NS 3473
E: Concrete structures – Design rules
- PAIVA, N.M.B., 1994, Pilares de concreto de alta resistência com seção transversal retangular solicitados a compressão simples. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, São Paulo
- QUEIROGA, M. V. M., GIONGO, J. S., 2003, “Análise experimental de pilares de concreto de alto desempenho submetidos à compressão simples”, *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, São Carlos, p. 107-130.
- REGAN, P.E., 1991, “Design of members for the ultimate limit state”, In: Colloquium on the CEB-FIP MC 90, Rio de Janeiro, COPPE-UFRJ, p.103-138.
- RILEM TC 148-SSC, 1997, “Strain-softening of concrete in uniaxial compression”, *Materials and Structures*, v. 30, May, p. 195-209.
- RILEM TC 148-SSC, 2000, “Strain softening of concrete - Test methods for compressive softening”, *Materials and Structures*, v. 33, July, p. 347-351.
- SAATCIOGLU, M., RAZVI, S.R., 1998, “High strength concrete columns with square sections under concentric compression”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, V.124, N°12. pp. 1438-1447.
- SAATCIOGLU, M., SALAMAT. , A.H., RAZVI, S.R., 1995, “Confined columns under eccentric loading”, V.121, N°11, pp.1547-1556.
- SANGHA, C. M., DHIR, R. K., 1972, “Strength and complete stress-strain relationships for concrete tested in uniaxial compression under different test conditions”, *Matériaux et Constructions*, v. 5, N° 30, p.361-370.
- SCOTT, B. D., PARK, R., PRIESTLEY, M. J. N., 1982, “Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates”, *ACI Journal*, January-February, p.13-27.
- SHEHATA, I. A. E. M., SHEHATA, L. C. D. e MATTOS, T. S., 2000, “Stress-strain curve for the design of high-strength concrete elements”, *Materials and Structures*, v. 33, Aug.-Sep., p. 411-418.
- SHEHATA, L. D., 2005, “Deformações Instantâneas do Concreto”. In: Isaia, G.C. (eds), *Concreto: Ensino, Pesquisas e Realizações*, capítulo 21, São Paulo, Brasil, IBRACON.
- SHEHATA, I.A.E.M., 2006, CONSEC – Análise não-linear de seções de concreto armado sujeitas a flexão composta
- SHIN, S. et al., 2002, “Confined Effects of High-Strength Reinforced Concrete Tied Columns”, In: *6th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete*, Leipzig, June, p.579-594.

- VALLADARES. C.C., CUNHA, J.C., 2000, Análise experimental da resistência e da deformabilidade de pilares de concreto de alta resistência: caso de flexão-compressão com grande excentricidade. In: XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Punta del Este, Uruguai, Nov.
- VANDERLEI, R.D., GIONGO, J. S., 2003, “Análise experimental de pilares de concreto armado de alta resistência sob flexo compressão reta”, *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, pp.81-105.

APÊNDICE

Tabelas com dados dos elementos ensaiados por diferentes autores
(Tipos de arranjos constam da figura 2.41)

Tabela A.1: Dados de elementos submetidos a compressão uniforme.

AGOSTINI, 1992																		
Pilar	b (mm)	h (mm)	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _V (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _V f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)
P1-I	120	120	6,00	51,0	A	1 ^a	63,5	15,3	0,88	728	-	0,126	0,754	725	10000	0,107	0,69	655,0
						2 ^a	63,5	105										
P1-II	120	120	6,00	51,0	A	1 ^a	63,5	15,3	0,88	728	-	0,126	0,754	725	10000	0,107	0,69	664,0
						2 ^a	63,5	105										
P2-I	120	120	6,00	57,4	C	1 ^a	95,3	15,3	1,76	728	-	0,224	0,754	725	10000	0,095	0,69	679,0
						2 ^a	63,5	60,0										
						3 ^a	95,3	105										
P2-II	120	120	6,00	57,4	C	1 ^a	95,3	15,3	1,76	728	-	0,224	0,754	725	10000	0,095	0,69	758,0
						2 ^a	63,5	60,0										
						3 ^a	95,3	105										
P3-I	120	120	6,00	59,8	E	1 ^a	95,3	15,3	1,76	728	-	0,215	1,29	725	10000	0,156	0,69	793,0
						2 ^a	63,5	60,0										
						3 ^a	95,3	105										
P3-II	120	120	6,00	59,8	E	1 ^a	95,3	15,3	1,76	728	-	0,215	1,29	725	10000	0,156	0,69	841,0
						2 ^a	63,5	60,0										
						3 ^a	95,3	105										
P4-I	120	120	6,00	82,6	A	1 ^a	63,5	15,3	0,88	728	-	0,078	0,754	725	10000	0,066	0,69	1279
						2 ^a	63,5	105										
P4-II	120	120	6,00	82,6	A	1 ^a	63,5	15,3	0,88	728	-	0,078	0,754	725	10000	0,066	0,69	1327
						2 ^a	63,5	105										
P5-I	120	120	6,00	74,0	C	1 ^a	95,3	15,3	1,76	728	-	0,173	0,754	725	10000	0,074	0,69	1318
						2 ^a	63,5	60,0										
						3 ^a	95,3	105										
P5-II	120	120	6,00	74,0	C	1 ^a	95,3	15,3	1,76	728	-	0,173	0,754	725	10000	0,074	0,69	1212
						2 ^a	63,5	60,0										
						3 ^a	95,3	105										

Tabela A.1: Dados de elementos submetidos a compressão uniforme. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _V (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _V f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)
P6-I	120	120	6,00	70,4	E	1ª	95,3	15,3	1,76	728	-	0,182	1,29	725	10000	0,133	0,69	1203
						2ª	63,5	60,0										
						3ª	95,3	105										
P6-II	120	120	6,00	70,4	E	1ª	95,3	15,3	1,76	728	-	0,182	1,29	725	10000	0,133	0,69	1143
						2ª	63,5	60,0										
						3ª	95,3	105										
PL4T150-I	80,0	80,0	6,00	70,4	A	1ª	157	17,5	4,91	499	-	0,348	2,67	860	3600,0	0,326	0,56	353,0
						2ª	157	62,5										
PL4T150-II	80,0	80,0	6,00	70,4	A	1ª	157	17,5	4,91	499	-	0,348	2,67	860	3600,0	0,326	0,56	378,0
						2ª	157	62,5										
PL4T175-I	80,0	80,0	6,00	74,0	A	1ª	157	17,5	4,91	499	-	0,331	3,11	860	3600,0	0,362	0,56	417,0
						2ª	157	62,5										
PL4T175-II	80,0	80,0	6,00	74,0	A	1ª	157	17,5	4,91	499	-	0,331	3,11	860	3600,0	0,362	0,56	417,0
						2ª	157	62,5										
PL4T200-I	80,0	80,0	6,00	76,0	A	1ª	157	17,5	4,91	499	-	0,322	3,53	860	3600,0	0,400	0,56	427,0
						2ª	157	62,5										
PL4T200-II	80,0	80,0	6,00	76,0	A	1ª	157	17,5	4,91	499	-	0,322	3,53	860	3600,0	0,400	0,56	466,0
						2ª	157	62,5										
PL4T225-I	80,0	80,0	6,00	71,0	A	1ª	157	17,5	4,91	499	-	0,345	4,02	860	3600,0	0,487	0,56	400,0
						2ª	157	62,5										
PL4T225-II	80,0	80,0	6,00	71,0	A	1ª	157	17,5	4,91	499	-	0,345	4,02	860	3600,0	0,487	0,56	408,0
						2ª	157	62,5										
PL4T250-I	80,0	80,0	6,00	77,0	A	1ª	157	17,5	4,91	499	-	0,318	4,36	860	3600,0	0,486	0,56	490,0
						2ª	157	62,5										
PL4T250-II	80,0	80,0	6,00	77,0	A	1ª	157	17,5	4,91	499	-	0,318	4,36	860	3600,0	0,486	0,56	532,0
						2ª	157	62,5										
PL4T275-I	80,0	80,0	6,00	70,8	A	1ª	157	17,5	4,91	499	-	0,346	4,93	860	3600,0	0,599	0,56	388,0
						2ª	157	62,5										

Tabela A.1: Dados de elementos submetidos a compressão uniforme. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _i (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)
PL4T275-II	80,0	80,0	6,00	70,8	A	1ª	157	17,5	4,91	499	-	0,346	4,93	860	3600,0	0,599	0,56	450,0
						2ª	157	62,5										
PL4T300-I	80,0	80,0	6,00	77,6	A	1ª	157	17,5	4,91	499	-	0,315	5,33	860	3600,0	0,591	0,56	472,0
						2ª	157	62,5										
PL4T2300-II	80,0	80,0	6,00	77,6	A	1ª	157	17,5	4,91	499	-	0,315	5,33	860	3600,0	0,591	0,56	464,0
						2ª	157	62,5										
PL4T225-1	120	120	6,00	84,2	A	1ª	254	19,6	3,53	544	-	0,228	3,28	727	10000	0,283	0,69	1450
						2ª	254	100										
PL4T225-2	120	120	6,00	84,2	A	1ª	254	19,6	3,53	544	-	0,228	3,28	727	10000	0,283	0,69	1370
						2ª	254	100										
PL6T225-1	120	120	6,00	73,3	B	1ª	381	19,6	5,29	544	-	0,393	3,28	727	10000	0,325	0,69	1376
						2ª	381	100										
PL6T225-II	120	120	6,00	73,3	B	1ª	381	19,6	5,29	544	-	0,393	3,28	727	10000	0,325	0,69	1385
						2ª	381	100										
PL4T300-1	120	120	6,00	83,7	A	1ª	254	19,6	3,53	544	-	0,229	4,37	727	10000	0,380	0,69	1200
						2ª	254	100										
PL4T300-2	120	120	6,00	83,7	A	1ª	254	19,6	3,53	544	-	0,229	4,37	727	10000	0,380	0,69	1325
						2ª	254	100										
PL6T300-I	120	120	6,00	72,4	B	1ª	381	19,6	5,29	544	-	0,398	4,37	727	10000	0,439	0,69	1300
						2ª	381	100										
PL6T300-II	120	120	6,00	72,4	B	1ª	381	19,6	5,29	544	-	0,398	4,37	727	10000	0,439	0,69	1361
						2ª	381	100										

Tabela A.1: Dados de elementos submetidos a compressão uniforme. (continuação)

AL-HUSSAINI, REGAN,e XUE, 1993																		
Pilar	b (mm)	h (mm)	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)
C11	250	250	8,00	122	A	1 ^a	226	32,0	0,72	559	-	0,033	0,396	353	41616	0,011	0,67	6125
						2 ^a	226	218										
C12	250	250	8,00	107	A	1 ^a	630	36,0	2,02	549	-	0,103	0,277	353	41616	0,009	0,67	5500
						2 ^a	630	214										
C13	250	250	8,00	106	A	1 ^a	980	40,5	3,14	472	-	0,140	0,398	318	40804	0,012	0,65	5500
						2 ^a	980	210										
C14	250	250	8,00	113	C	1 ^a	1474	40,5	6,29	472	-	0,263	0,398	318	40804	0,011	0,65	6616
						2 ^a	982	125										
						3 ^a	1474	209										
C21	250	250	8,00	94,0	A	1 ^a	226	32,0	0,72	559	-	0,043	0,792	353	41616	0,030	0,67	4625
						2 ^a	226	218										
C22	250	250	8,00	104	A	1 ^a	630	38,0	2,02	549	-	0,106	1,99	318	40804	0,061	0,65	5625
						2 ^a	630	212										
C23	250	250	8,00	110	C	1 ^a	604	36,0	2,58	514	-	0,120	1,99	318	40804	0,058	0,65	5500
						2 ^a	402	125										
						3 ^a	604	214										
C24	250	250	8,00	95,0	A	1 ^a	980	40,5	3,14	472	-	0,156	1,99	318	40804	0,067	0,65	4875
						2 ^a	980	210										
PAIVA, 1994																		
Pilar	b (mm)	h (mm)	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)
P1SA-CAR	100	80,0	6,00	55,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	500,0
						-	-	-										
P2SA-CAR	100	80,0	6,00	55,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	510,4
						-	-	-										

Tabela A.1: Dados de elementos submetidos a compressão uniforme. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _V (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _V f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)
P1CA-CAR	100	80,0	6,00	61,9	L	1ª	65,1	17,5	1,63	493	-	0,130	1,66	-	4800,0	-	0,60	500,0
						2ª	65,1	62,5										
P2CA-CAR	100	80,0	6,00	61,9	L	1ª	65,1	17,5	1,63	493	-	0,130	1,66	-	4800,0	-	0,60	524,8
						2ª	65,1	62,5										
P 8/10-150-1	100	80,0	6,00	74,5	L	1ª	144	17,5	3,60	493	-	0,238	2,49	-	4800,0	-	0,60	560,0
						2ª	144	62,5										
P 8/10-150-2	100	80,0	6,00	74,5	L	1ª	144	17,5	3,60	493	-	0,238	2,49	-	4800,0	-	0,60	575,0
						2ª	144	62,5										
P8/10-175-1	100	80,0	6,00	65,8	L	1ª	144	17,5	3,60	493	-	0,270	2,94	-	4800,0	-	0,60	600,0
						2ª	144	62,5										
P8/10-175-2	100	80,0	6,00	65,8	L	1ª	144	17,5	3,60	493	-	0,270	2,94	-	4800,0	-	0,60	575,0
						2ª	144	62,5										
P8/10-200-1	100	80,0	6,00	66,3	L	1ª	144	17,5	3,60	493	-	0,268	3,37	-	4800,0	-	0,60	600,0
						2ª	144	62,5										
P8/10-200-2	100	80,0	6,00	66,3	L	1ª	144	17,5	3,60	493	-	0,268	3,37	-	4800,0	-	0,60	600,0
						2ª	144	62,5										
P8/10-225-1	100	80,0	6,00	63,6	L	1ª	144	17,5	3,60	493	-	0,279	3,82	-	4800,0	-	0,60	500,0
						2ª	144	62,5										
P8/10-225-2	100	80,0	6,00	63,6	L	1ª	144	17,5	3,60	493	-	0,279	3,82	-	4800,0	-	0,60	525,0
						2ª	144	62,5										
P8/10-250-1	100	80,0	6,00	63,9	L	1ª	144	17,5	3,60	493	-	0,278	4,24	-	4800,0	-	0,60	515,0
						2ª	144	62,5										
P8/10-250-2	100	80,0	6,00	63,9	L	1ª	144	17,5	3,60	493	-	0,278	4,24	-	4800,0	-	0,60	510,0
						2ª	144	62,5										
P8/10-275-1	100	80,0	6,00	54,1	L	1ª	144	17,5	3,60	493	-	0,328	4,58	-	4800,0	-	0,60	490,0
						2ª	144	62,5										
P8/10-275-2	100	80,0	6,00	54,1	L	1ª	144	17,5	3,60	493	-	0,328	4,58	-	4800,0	-	0,60	550,0
						2ª	144	62,5										

Tabela A.1: Dados de elementos submetidos a compressão uniforme. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)
P8/12-200-1	120	80,0	6,00	66,7	M	1ª	214	17,5	4,46	493	-	0,329	3,17	-	6000,0	-	0,63	650,0
						2ª	214	62,5										
P8/12-200-2	120	80,0	6,00	66,7	M	1ª	214	17,5	4,46	493	-	0,329	3,17	-	6000,0	-	0,63	700,0
						2ª	214	62,5										
P8/12-225-1	120	80,0	6,00	64,9	M	1ª	214	17,5	4,46	493	-	0,339	3,61	-	6000,0	-	0,63	825,0
						2ª	214	62,5										
P8/12-225-2	120	80,0	6,00	64,9	M	1ª	214	17,5	4,46	493	-	0,339	3,61	-	6000,0	-	0,63	850,0
						2ª	214	62,5										
P8/12-250-1	120	80,0	6,00	63,8	M	1ª	214	17,5	4,46	493	-	0,345	4,03	-	6000,0	-	0,63	750,0
						2ª	214	62,5										
P8/12-250-2	120	80,0	6,00	63,8	M	1ª	214	17,5	4,46	493	-	0,345	4,03	-	6000,0	-	0,63	675,0
						2ª	214	62,5										
MARKESSET, 1996																		
Pilar	b (mm)	h (mm)	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)
Gneiss-1	125	175	3,43	81,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1780
Basalt-1	125	175	3,43	89,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1047
Quartzite-1	125	175	3,43	86,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1892
CLAESON, GYLLYOFT e GRAUERS, 1996																		
Pilar	b (mm)	h (mm)	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)
1	120	120	4,17	43,0	A	1ª	224	27,0	3,11	684	820	0,495	1,38	512	7044,2	0,16	0,49	770,0
						2ª	224	93,0										
2	120	120	4,17	43,0	A	1ª	224	27,0	3,11	684	820	0,495	0,768	512	7044,2	0,09	0,49	850,0
						2ª	224	93,0										

Tabela A.1: Dados de elementos submetidos a compressão uniforme. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _V (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _V f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)
3	120	120	4,17	86,0	A	1ª	224	27,0	3,11	684	820	0,247	1,38	512	7044,2	0,08	0,49	1390
						2ª	224	93,0										
4	120	120	4,17	86,0	A	1ª	224	27,0	3,11	684	820	0,247	0,768	512	7044,2	0,05	0,49	1220
						2ª	224	93,0										
5	200	200	4,00	33,0	A	1ª	398	31,0	1,99	636	721	0,384	0,949	466	26254	0,13	0,66	1650
						2ª	398	169										
6	200	200	4,00	33,0	A	1ª	398	31,0	1,99	636	721	0,384	0,514	466	26254	0,07	0,66	1570
						2ª	398	169										
7	200	200	4,00	33,0	A	1ª	362	31,0	1,81	628	720	0,344	0,949	466	26254	0,13	0,66	1620
						2ª	362	169										
8	200	200	4,00	33,0	A	1ª	362	31,0	1,81	628	720	0,344	0,514	466	26254	0,07	0,66	1560
						2ª	362	169										
9	200	200	4,00	33,0	E	1ª	476	31,0	2,77	636	721	0,534	1,62	466	26254	0,23	0,66	1900
						2ª	156	100										
						3ª	476	169										
10	200	200	4,00	33,0	E	1ª	476	31,0	2,77	636	721	0,534	0,878	466	26254	0,12	0,66	1820
						2ª	156	100										
						3ª	476	169										
						1ª	362	31,0										

Tabela A.1: Dados de elementos submetidos a compressão uniforme. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _V (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _V f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)
16	200	200	4,00	92,0	A	1ª	398	31,0	1,99	636	721	0,138	0,514	466	26254	0,03	0,66	3720
						2ª	398	169										
17	200	200	4,00	91,0	E	1ª	476	31,0	2,77	636	721	0,194	1,62	466	26254	0,08	0,66	4250
						2ª	156	100										
						3ª	476	169										
18	200	200	4,00	92,0	E	1ª	476	31,0	2,77	636	721	0,191	0,878	466	26254	0,04	0,66	4130
						2ª	156	100										
						3ª	476	169										
19	200	200	4,00	37,0	A	1ª	398	31,0	1,99	636	721	0,342	0,949	466	26254	0,12	0,66	1810
						2ª	398	169										
20	200	200	4,00	37,0	A	1ª	398	31,0	1,99	636	721	0,342	0,514	466	26254	0,06	0,66	1760
						2ª	398	169										
21	200	200	4,00	93,0	A	1ª	398	31,0	1,99	636	721	0,136	0,949	466	26254	0,05	0,66	4030
						2ª	398	169										
22	200	200	4,00	93,0	A	1ª	398	31,0	1,99	636	721	0,136	0,514	466	26254	0,03	0,66	4040
						2ª	398	169										
36	250	300	3,00	105	H	1ª	362	31,0	0,97	628	720	0,058	1,74	545	55516	0,09	0,74	6930
						2ª	362	269										
SHIN e t al., 2002																		
Pilar	b (mm)	h (mm)	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _V (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _V f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)
HSC-A-08	260	260	4,62	44,5	A	1ª	760	39,0	2,25	360	-	0,182	1,74	500	44944	0,195	0,66	2952
						2ª	760	221										
HSC-E-08	260	260	4,62	49,5	G	1ª	530	34,5	2,35	390	-	0,185	1,76	500	44944	0,178	0,66	3189
						2ª	265	98,2										
						3ª	265	162										
						4ª	530	225										

Tabela A.1: Dados de elementos submetidos a compressão uniforme. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _i (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)
USC-B-08	260	260	4,62	87,5	D	1ª	603	38,0	2,38	360	-	0,098	3,20	440	44100	0,161	0,65	4804
						2ª	402	130										
						3ª	603	222										
USC-C-08	260	260	4,62	87,0	E	1ª	603	38,0	2,38	360		0,098	3,16	440	44100	0,160	0,65	5160
						2ª	402	130										
						3ª	603	222										
USC-E-08	260	260	4,62	86,7	G	1ª	530	34,5	2,35	390	-	0,106	2,70	500	44944	0,156	0,66	5150
						2ª	265	98,2										
						3ª	265	162										
						4ª	530	225										
USC-F-08	260	260	4,62	86,5	F	1ª	530	34,5	2,35	390	-	0,106	2,85	500	44944	0,165	0,66	4987
						2ª	265	98,2										
						3ª	265	162										
						4ª	530	225										
HSC-A-10	260	260	4,62	44,5	A	1ª	760	39,0	2,25	360	-	0,182	2,17	500	44944	0,244	0,66	2880
						2ª	760	221										
HSC-E-10	260	260	4,62	45,0	G	1ª	530	34,5	2,35	390	-	0,204	2,25	500	44944	0,250	0,66	3444
						2ª	265	98,2										
						3ª	265	162										
						4ª	530	225										
USC-B-10	260	260	4,62	86,0	D	1ª	603	38,0	2,38	360	-	0,100	4,17	440	44100	0,213	0,65	5242
						2ª	402	130										
						3ª	603	222										
USC-B-10'	260	260	4,62	86,9	D	1ª	603	37,0	2,38	360	-	0,099	3,70	330	44310	0,140	0,66	5276
						2ª	402	130										
						3ª	603	223										
USC-C-10	260	260	4,62	87,5	E	1ª	603	38,0	2,38	360	-	0,098	3,95	440	44100	0,199	0,65	5363
						2ª	402	130										
						3ª	603	222										

Tabela A.1: Dados de elementos submetidos a compressão uniforme. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _i (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)
USC-C-10'	260	260	4,62	86,3	E	1ª	603	37,0	2,38	360	-	0,099	3,51	330	44310	0,134	0,66	5344
						2ª	402	130										
						3ª	603	223										
USC-E-10	260	260	4,62	86,8	G	1ª	530	36,5	2,35	390	-	0,106	4,05	440	44100	0,205	0,65	5320
						2ª	265	98,8										
						3ª	265	161										
						4ª	530	223										
USC-E-10'	260	260	4,62	86,5	G	1ª	530	34,5	2,35	390	-	0,106	3,38	500	44944	0,195	0,66	4905
						2ª	265	98,2										
						3ª	265	162										
						4ª	530	225										
USC-F-10	260	260	4,62	85,9	F	1ª	530	36,5	2,35	390	-	0,107	4,18	440	44100	0,214	0,65	5000
						2ª	265	98,8										
						3ª	265	161										
						4ª	530	223										
HSC-A-12	260	260	4,62	47,0	A	1ª	760	41,0	2,25	360	-	0,172	3,09	440	44100	0,289	0,65	3094
						2ª	760	219										
HSC-E-12	260	260	4,62	50,0	G	1ª	530	34,5	2,35	390	-	0,183	2,70	500	44944	0,270	0,66	3884
						2ª	265	98,2										
						3ª	265	162										
						4ª	530	225										
USC-B-12	260	260	4,62	86,3	D	1ª	603	38,0	2,38	360	-	0,099	4,63	440	44100	0,236	0,65	5426
						2ª	402	130										
						3ª	603	222										
USC-C-12	260	260	4,62	85,9	E	1ª	603	38,0	2,38	360	-	0,100	4,74	440	44100	0,243	0,65	5222
						2ª	402	130										
						3ª	603	222										

Tabela A.1: Dados de elementos submetidos a compressão uniforme. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)
USC-E-12	260	260	4,62	86,0	G	1ª	530	36,5	2,35	390	-	0,107	4,98	440	44100	0,255	0,65	5167
						2ª	265	98,8										
						3ª	265	161										
						4ª	530	223										
USC-F-12	260	260	4,62	86,7	F	1ª	530	36,5	2,35	390	-	0,106	5,01	440	44100	0,254	0,65	5096
						2ª	265	98,8										
						3ª	265	161										
						4ª	530	223										
QUEIROGA e GIONGO, 2003																		
Pilar	b (mm)	h (mm)	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)
P1	200	200	6,00	59,6	C	1ª	375	30,0	2,50	502	-	0,211	0,524	-	25186	-	0,63	2278
						2ª	250	100										
						3ª	375	170										
P2	200	200	6,00	64,4	C	1ª	375	30,0	2,50	502	-	0,195	0,524	-	25186	-	0,63	2292
						2ª	250	100										
						3ª	375	170										
P3	200	200	6,00	53,4	C	1ª	375	30,0	2,50	502	-	0,235	0,786	-	25186	-	0,63	1835
						2ª	250	100										
						3ª	375	170										
P4	200	200	6,00	53,4	C	1ª	375	30,0	2,50	502	-	0,235	0,786	-	25186	-	0,63	1864
						2ª	250	100										
						3ª	375	170										
P5	200	200	6,00	55,9	C	1ª	375	30,0	2,50	502	-	0,225	1,57	-	25186	-	0,63	2158
						2ª	250	100										
						3ª	375	170										
P6	200	200	6,00	55,9	C	1ª	375	30,0	2,50	502	-	0,225	1,57	-	25186	-	0,63	2312
						2ª	250	100										
						3ª	375	170										

Tabela A.1: Dados de elementos submetidos a compressão uniforme. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	L/h	f_c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	$A_{s,i}$ (mm ²)	d_i (mm)	ρ_L (%)	f_y (MPa)	f_t (MPa)	$\rho_L f_y / f_c$	ρ_v (%)	f_{ty} (MPa)	A_{cc} (mm ²)	$\rho_v f_{ty} / f_c$	A_{cc} / A_c	N_{exp} (kN)
P7	300	150	6,00	66,9	N	1ª	500	33,0	2,22	502	-	0,167	0,839	-	26309	-	0,58	2373
						2ª	500	117										
P8	300	150	6,00	66,9	N	1ª	500	33,0	2,22	502	-	0,167	0,839	-	26309	-	0,58	2496
						2ª	500	117										
P9	300	150	6,00	63,9	N	1ª	500	33,0	2,22	502	-	0,175	1,26	-	26309	-	0,58	2446
						2ª	500	117										
P10	300	150	6,00	63,9	N	1ª	500	33,0	2,22	502	-	0,175	1,26	-	26309	-	0,58	2440
						2ª	500	117										
P11	300	150	6,00	65,5	N	1ª	500	33,0	2,22	502	-	0,170	2,52	-	26309	-	0,58	2288
						2ª	500	117										
P12	300	150	6,00	65,5	N	1ª	500	33,0	2,22	502	-	0,170	2,52	-	26309	-	0,58	2497
						2ª	500	117										

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica.

LAURENT, 1990																					
Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _V (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _V f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
10	226	180	18,0	0,10	3,00	42,9	L	1ª	56,6	30,0	0,28	650	700	0,042	0,177	700*	22423	0,029	0,55	1260	24,4
								2ª	56,6	150											
11	176	140	14,0	0,10	3,00	58,5	L	1ª	25,1	26,0	0,20	720	740	0,025	0,188	700*	12672	0,022	0,51	1120	17,0
								2ª	25,1	115											
12	226	180	18,0	0,10	3,00	42,4	L	1ª	402	31,0	1,98	595	680	0,278	0,388	648	26696	0,059	0,66	1510	29,8
								2ª	402	147											
13	177	140	14,0	0,10	3,00	58,2	L	1ª	226	27,0	1,82	450	660	0,141	0,295	720	15158	0,036	0,61	1295	19,5
								2ª	226	114											
14	141	120	12,0	0,10	3,00	94,5	L	1ª	157	20,0	1,86	520	580	0,102	0,405	720	10810	0,031	0,64	1325	17,4
								2ª	157	99,0											
15	226	180	18,0	0,10	3,00	41,3	L	1ª	402	32,0	1,98	595	680	0,285	0,682	650*	27360	0,107	0,67	1420	28,3
								2ª	402	149											
16	177	141	14,0	0,10	3,00	55,9	L	1ª	226	28,0	1,82	450	660	0,147	0,683	648	14317	0,079	0,57	1245	19,0
								2ª	226	114											
17	141	120	12,0	0,10	3,00	81,9	L	1ª	157	21,0	1,86	520	580	0,118	0,627	700*	11020	0,054	0,65	1075	14,2
								2ª	157	100											
IBRAHIM e MACGREGOR, 1996																					
Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _V (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _V f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
V1	200	300	14,2	0,05	8,00	70,7	H	1ª	400	30,3	1,33	433	647	0,082	1,00	423	44459	0,060	0,74	3645	51,6
								2ª	400	270											
V2	200	300	49,4	0,16	8,00	82,8	H	1ª	400	30,7	1,33	433	647	0,070	1,10	401	42997	0,053	0,72	3235	160
								2ª	400	269											

* Valores de f_y estimados a partir dos ensaios de aço relatados.

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{si} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _i (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
V4	200	300	31,0	0,10	8,00	72,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2791	87,2
								-	-	-											
V5	200	300	42,0	0,14	8,00	125	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3944	166
								-	-	-											
V6	200	300	37,0	0,12	8,00	98,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3327	122
								-	-	-											
V7	200	300	44,5	0,15	8,00	84,7	H	1ª	400	30,7	1,33	433	647	0,068	5,60	401	42997	0,265	0,72	3130	139
								2ª	400	269											
V8	200	300	45,7	0,15	8,00	129	H	1ª	400	30,7	1,33	433	647	0,045	5,60	401	42997	0,174	0,72	4455	204
								2ª	400	269											
V11	200	300	47,4	0,16	8,00	128	H	1ª	400	30,3	1,33	433	647	0,045	1,00	423	44459	0,033	0,74	3743	178
								2ª	400	270											
V12	200	300	45,1	0,15	8,00	121	H	1ª	400	30,3	1,33	433	647	0,048	1,00	423	44459	0,035	0,74	3975	179
								2ª	400	270											
V13	200	300	36,3	0,12	8,00	72,5	H	1ª	400	30,7	1,33	433	647	0,080	1,10	401	42997	0,061	0,72	2860	104
								2ª	400	269											
V14	200	300	48,4	0,16	8,00	125	H	1ª	400	30,7	1,33	433	647	0,046	1,10	401	42997	0,035	0,72	3957	191
								2ª	400	269											
V15	200	300	56,1	0,19	8,00	125	H	1ª	400	30,7	1,33	433	647	0,046	1,10	401	42997	0,035	0,72	4424	248
								2ª	400	269											
V16	200	300	40,1	0,13	8,00	59,3	J	1ª	300	28,4	1,33	423	669	0,095	3,90	401	42997	0,264	0,72	2749	110
								2ª	200	150											
								3ª	300	272											
V17	200	300	42,6	0,14	8,00	128	J	1ª	300	28,4	1,33	423	669	0,044	3,90	401	42998	0,122	0,72	4219	180
								2ª	200	150											
								3ª	300	272											

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

AZIZINAMINI e KEBRAEI, 1996																					
Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{si} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
C3	305	305	406	1,33	5,91	89,3	D	1 ^a	851	54,0	2,74	476	808	0,146	4,95	503	50895	0,279	0,55	3232	306
								2 ^a	851	153											
								3 ^a	851	251											
C5*	305	305	406	1,33	5,91	93,1	C	1 ^a	851	54,0	2,74	476	808	0,140	0,412	503	50895	0,022	0,55	2930	271
								2 ^a	851	153											
								3 ^a	851	251											
C6	305	305	406	1,33	5,91	93,1	C	1 ^a	851	54,0	2,74	476	808	0,140	0,412	503	50895	0,022	0,55	2930	267
								2 ^a	851	153											
								3 ^a	851	251											
C7	305	305	406	1,33	5,91	93,1	C	1 ^a	851	54,0	2,74	476	808	0,140	0,412	503	50895	0,022	0,55	1591	259
								2 ^a	851	153											
								3 ^a	851	251											
C8	305	305	406	1,33	5,91	30,3	C	1 ^a	851	54,0	2,74	476	808	0,430	0,412	503	50895	0,068	0,55	1348	172
								2 ^a	851	153											
								3 ^a	851	251											
C9	305	305	406	1,33	5,91	30,3	C	1 ^a	851	54,0	2,74	476	808	0,430	0,412	503	50895	0,068	0,55	709,5	172
								2 ^a	851	153											
								3 ^a	851	251											

* Diferentemente dos outros, C5 foi submetido a uma carga axial concentrada mantida constante por um período de 47 dias antes de ser realizado o ensaio até a ruptura.

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

MARKESET, 1996													
Pilar	b (mm)	h (mm)	e_y (mm)	e_y/h	L/h	f_c (MPa)	Arranjo	Camadas					

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{si} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
II A	300	100	10,0	0,10	15,0	58,0	M	1ª	330	25,0	2,20	430	-	0,163	0,792	450	17556	0,061	0,59	1192	24,1
								2ª	330	75,0											
II B	300	100	30,0	0,30	15,0	58,0	M	1ª	330	25,0	2,20	430	-	0,163	0,792	450	17556	0,061	0,59	436,0	23,2
								2ª	330	75,0											
II C	300	100	40,0	0,40	15,0	58,0	M	1ª	330	25,0	2,20	430	-	0,163	0,792	450	17556	0,061	0,59	342,0	21,5
								2ª	330	75,0											
III A	175	175	15,0	0,09	8,57	58,0	A	1ª	220	25,0	1,44	430	-	0,107	0,594	450	19881	0,046	0,65	1140	27,1
								2ª	220	150											
III B	175	175	50,0	0,29	8,57	58,0	A	1ª	220	25,0	1,44	430	-	0,107	0,594	450	19881	0,046	0,65	723,0	45,5
								2ª	220	150											
III C	175	175	65,0	0,37	8,57	58,0	A	1ª	220	25,0	1,44	430	-	0,107	0,594	450	19881	0,046	0,65	511,0	39,2
								2ª	220	150											
IV A	300	100	10,0	0,10	15,0	58,0	L	1ª	220	25,0	1,47	430	-	0,109	0,792	450	17556	0,061	0,59	915,0	20,4
								2ª	220	75,0											
IV B	300	100	30,0	0,30	15,0	58,0	L	1ª	220	25,0	1,47	430	-	0,109	0,792	450	17556	0,061	0,59	425,0	20,7
								2ª	220	75,0											
IV C	300	100	40,0	0,40	15,0	58,0	L	1ª	220	25,0	1,47	430	-	0,109	0,792	450	17556	0,061	0,59	262,0	16,2
								2ª	220	75,0											
V A	175	175	15,0	0,09	8,57	92,0	B	1ª	330	25,0	2,16	430	-	0,101	0,594	450	19881	0,029	0,65	1704	36,1
								2ª	330	150											
V B	175	175	50,0	0,29	8,57	92,0	B	1ª	330	25,0	2,16	430	-	0,101	0,594	450	19881	0,029	0,65	1018	60,8
								2ª	330	150											
V C	175	175	65,0	0,37	8,57	92,0	B	1ª	330	25,0	2,16	430	-	0,101	0,594	450	19881	0,029	0,65	795,0	61,5
								2ª	330	150											
VI A	300	100	10,0	0,10	15,0	92,0	M	1ª	330	25,0	2,20	430	-	0,103	0,792	450	17556	0,039	0,59	1189	31,0
								2ª	330	75,0											
VI B	300	100	30,0	0,30	15,0	92,0	M	1ª	330	25,0	2,20	430	-	0,103	0,792	450	17556	0,039	0,59	471,0	25,2
								2ª	330	75,0											

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
VI C	300	100	40,0	0,40	15,0	92,0	M	1ª	330	25,0	2,20	430	-	0,103	0,792	450	17556	0,039	0,59	422,0	26,2
								2ª	330	75,0											
VII A	175	175	15,0	0,09	8,57	92,0	A	1ª	220	25,0	1,44	430	-	0,067	0,594	450	19881	0,029	0,65	1745	39,4
								2ª	220	150											
VII B	175	175	50,0	0,29	8,57	92,0	A	1ª	220	25,0	1,44	430	-	0,067	0,594	450	19881	0,029	0,65	908,0	55,5
								2ª	220	150											
VII C	175	175	65,0	0,37	8,57	92,0	A	1ª	220	25,0	1,44	430	-	0,067	0,594	450	19881	0,029	0,65	663,0	53,3
								2ª	220	150											
VIII A	300	100	10,0	0,10	15,0	92,0	L	1ª	220	25,0	1,47	430	-	0,069	0,792	450	17556	0,039	0,59	1043	24,4
								2ª	220	75,0											
VIII B	300	100	30,0	0,30	15,0	92,0	L	1ª	220	25,0	1,47	430	-	0,069	0,792	450	17556	0,039	0,59	369,0	18,6
								2ª	220	75,0											
VIII C	300	100	40,0	0,40	15,0	92,0	L	1ª	220	25,0	1,47	430	-	0,069	0,792	450	17556	0,039	0,59	312,0	19,2
								2ª	220	75,0											
IX A	175	175	15,0	0,09	8,57	97,0	A	1ª	220	25,0	1,44	430	-	0,064	0,594	450	19881	0,028	0,65	1975	42,3
								2ª	220	150											
IX B	175	175	50,0	0,29	8,57	97,0	A	1ª	220	25,0	1,44	430	-	0,064	0,594	450	19881	0,028	0,65	1002	61,0
								2ª	220	150											
IX C	175	175	65,0	0,37	8,57	97,0	A	1ª	220	25,0	1,44	430	-	0,064	0,594	450	19881	0,028	0,65	746,0	59,1
								2ª	220	150											
X A	300	100	10,0	0,10	15,0	97,0	L	1ª	220	25,0	1,47	430	-	0,065	0,792	450	17556	0,037	0,59	1610	37,5
								2ª	220	75,0											
X B	300	100	30,0	0,30	15,0	97,0	L	1ª	220	25,0	1,47	430	-	0,065	0,792	450	17556	0,037	0,59	436,0	22,0
								2ª	220	75,0											
X C	300	100	40,0	0,40	15,0	97,0	L	1ª	220	25,0	1,47	430	-	0,065	0,792	450	17556	0,037	0,59	333,0	20,0
								2ª	220	75,0											
XI A	175	175	15,0	0,09	8,57	97,0	A	1ª	220	25,0	1,44	430	-	0,064	0,594	450	19881	0,028	0,65	1932	39,8
								2ª	220	150											

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{si} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
XI B	175	175	50,0	0,29	8,57	97,0	A	1ª	220	25,0	1,44	430	-	0,064	0,594	450	19881	0,028	0,65	970,0	58,9
								2ª	220	150											
XI C	175	175	65,0	0,37	8,57	97,0	A	1ª	220	25,0	1,44	430	-	0,064	0,594	450	19881	0,028	0,65	747,0	58,9
								2ª	220	150											
XII A	300	100	10,0	0,10	15,0	97,0	L	1ª	220	25,0	1,47	430	-	0,065	0,792	450	17556	0,037	0,59	1650	38,3
								2ª	220	75,0											
XII B	300	100	30,0	0,30	15,0	97,0	L	1ª	220	25,0	1,47	430	-	0,065	0,792	450	17556	0,037	0,59	509,0	26,1
								2ª	220	75,0											
XII C	300	100	40,0	0,40	15,0	97,0	L	1ª	220	25,0	1,47	430	-	0,065	0,792	450	17556	0,037	0,59	314,0	19,0
								2ª	220	75,0											
CLAESON, GYLLYOFT e GRAUERS, 1996																					
Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{si} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
23	120	120	20,0	0,17	20,0	43,0	A	1ª	224	27,0	3,11	684	820	0,495	1,38	512	7044,2	0,165	0,49	320,0	14,7
								2ª	224	93,0											
24	120	120	20,0	0,17	20,0	43,0	A	1ª	224	27,0	3,11	684	820	0,495	0,768	512	7044,2	0,091	0,49	280,0	18,5
								2ª	224	93,0											
25	120	120	20,0	0,17	20,0	86,0	A	1ª	224	27,0	3,11	684	820	0,247	1,38	512	7044,2	0,082	0,49	370,0	20,7
								2ª	224	93,0											
								1ª	224	27,0											

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{si} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
28	200	200	20,0	0,10	15,0	33,0	A	1ª	398	31,0	1,99	636	721	0,384	0,514	466	26254	0,073	0,66	990,0	40,6
								2ª	398	169											
29	200	200	20,0	0,10	15,0	91,0	A	1ª	398	31,0	1,99	636	721	0,139	0,949	466	26254	0,049	0,66	2310	99,3
								2ª	398	169											
30	200	200	20,0	0,10	15,0	92,0	A	1ª	398	31,0	1,99	636	721	0,138	0,514	466	26254	0,026	0,66	2350	94,0
								2ª	398	169											
31	200	200	20,0	0,10	20,0	37,0	A	1ª	398	31,0	1,99	636	721	0,342	0,949	466	26254	0,120	0,66	900,0	54,0
								2ª	398	169											
32	200	200	20,0	0,10	20,0	37,0	A	1ª	398	31,0	1,99	636	721	0,342	0,514	466	26254	0,065	0,66	920,0	51,5
								2ª	398	169											
33	200	200	20,0	0,10	20,0	93,0	A	1ª	398	31,0	1,99	636	721	0,136	0,949	466	26254	0,048	0,66	1530	90,3
								2ª	398	169											
34	200	200	20,0	0,10	20,0	93,0	A	1ª	398	31,0	1,99	628	720	0,134	0,514	466	26254	0,026	0,66	1560	95,2
								2ª	398	169											
FOSTER e ATTARD, 1997																					
Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{si} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
2L8-30	150	150	8,00	0,05	7,13	43,0	A	1ª	230	21,0	2,04	480	-	0,228	3,31	360	15800	0,277	0,70	960,0	13,9
								2ª	230	129											
2L8-60	150	150	8,00	0,05	7,13	43,0	A	1ª	230	24,0	2,04	480	-	0,228	1,74	360	14328	0,145	0,64	857,0	12,0
								2ª	230	126											
2L8-120	150	150	8,00	0,05	7,13	43,0	A	1ª	230	27,0	2,04	480	-	0,228	0,915	360	12928	0,077	0,57	912,0	12,8
								2ª	230	123											
2L20-30	150	150	20,0	0,13	7,13	40,0	A	1ª	230	22,0	2,04	480	-	0,245	3,36	360	15302	0,303	0,68	750,0	18,6
								2ª	230	128											
2L20-60	150	150	20,0	0,13	7,13	43,0	A	1ª	230	24,0	2,04	480	-	0,228	1,74	360	14328	0,145	0,64	700,0	18,3
								2ª	230	126											

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
2L20-120	150	150	20,0	0,13	7,13	43,0	A	1ª	230	26,0	2,04	480	-	0,228	0,899	360	13386	0,075	0,59	782,0	19,9
								2ª	230	124											
2L50-30	150	150	50,0	0,33	7,13	40,0	A	1ª	230	24,0	2,04	480	-	0,245	3,48	360	14328	0,313	0,64	440,0	26,0
								2ª	230	126											
2L50-60	150	150	50,0	0,33	7,13	43,0	A	1ª	230	22,0	2,04	480	-	0,228	1,68	360	15302	0,141	0,68	472,0	27,6
								2ª	230	128											
2L50-120	150	150	50,0	0,33	7,13	40,0	A	1ª	230	26,0	2,04	480	-	0,245	0,899	360	13386	0,081	0,59	440,0	26,0
								2ª	230	124											
4L8-30	150	150	8,00	0,05	7,13	43,0	C	1ª	345	27,0	4,09	480	-	0,456	3,66	360	12928	0,306	0,57	1100	18,7
								2ª	230	75,0											
								3ª	345	123											
4L8-60	150	150	8,00	0,05	7,13	43,0	C	1ª	345	21,0	4,09	480	-	0,456	1,65	360	15800	0,139	0,70	1150	16,1
								2ª	230	75,0											
								3ª	345	129											
4L8-120	150	150	8,00	0,05	7,13	43,0	C	1ª	345	25,0	4,09	480	-	0,456	0,884	360	13853	0,074	0,62	975,0	13,4
								2ª	230	75,0											
								3ª	345	125											
4L20-30	150	150	20,0	0,13	7,13	40,0	C	1ª	345	23,0	4,09	480	-	0,491	3,42	360	14811	0,308	0,66	1020	27,5
								2ª	230	75,0											
								3ª	345	127											
4L20-60	150	150	20,0	0,13	7,13	40,0	C	1ª	345	27,0	4,09	480	-	0,491	1,83	360	12928	0,165	0,57	968,0	22,7
								2ª	230	75,0											
								3ª	345	123											
4L20-120	150	150	20,0	0,13	7,13	40,0	C	1ª	345	25,0	4,09	480	-	0,491	0,884	360	13853	0,080	0,62	900,0	21,6
								2ª	230	75,0											
								3ª	345	125											
4L50-30	150	150	50,0	0,33	7,13	40,0	C	1ª	345	29,0	4,09	480	-	0,491	3,79	360	12034	0,341	0,53	517,0	35,4
								2ª	230	75,0											
								3ª	345	121											

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{si} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
4L50-60	150	150	50,0	0,33	7,13	40,0	C	1 ^a	345	21,0	4,09	480	-	0,491	1,65	360	15800	0,149	0,70	550,0	31,9
								2 ^a	230	75,0											
								3 ^a	345	129											
4L50-120	150	150	50,0	0,33	7,13	40,0	C	1 ^a	345	25,0	4,09	480	-	0,491	0,884	360	13853	0,080	0,62	525,0	30,5
								2 ^a	230	75,0											
								3 ^a	345	125											
2M8-30	150	150	8,00	0,05	7,13	75,0	A	1 ^a	230	23,0	2,04	480	-	0,131	3,42	360	14811	0,164	0,66	1348	17,5
								2 ^a	230	127											
2M8-60	150	150	8,00	0,05	7,13	75,0	A	1 ^a	230	23,0	2,04	480	-	0,131	1,71	360	14811	0,082	0,66	1432	18,6
								2 ^a	230	127											
2M8-120	150	150	8,00	0,05	7,13	75,0	A	1 ^a	230	26,0	2,04	480	-	0,131	0,899	360	13386	0,043	0,59	1239	14,9
								2 ^a	230	124											
2M20-30	150	150	20,0	0,13	7,13	74,0	A	1 ^a	230	22,0	2,04	480	-	0,133	3,36	360	15302	0,164	0,68	1160	30,2
								2 ^a	230	128											
2M20-60	150	150	20,0	0,13	7,13	74,0	A	1 ^a	230	24,0	2,04	480	-	0,133	1,74	360	14328	0,085	0,64	1231	32,0
								2 ^a	230	126											
2M20-120	150	150	20,0	0,13	7,13	74,0	A	1 ^a	230	25,0	2,04	480	-	0,133	0,884	360	13853	0,043	0,62	1067	26,7
								2 ^a	230	125											
2M50-30	150	150	50,0	0,33	7,13	74,0	A	1 ^a	230	23,0	2,04	480	-	0,133	3,42	360	14811	0,166	0,66	630,0	37,5
								2 ^a	230	127											
2M50-60	150	150	50,0	0,33	7,13	74,0	A	1 ^a	230	27,0	2,04	480	-	0,133	1,83	360	12928	0,089	0,57	747,0	45,9
								2 ^a	230	123											
2M50-120	150	150	50,0	0,33	7,13	74,0	A	1 ^a	230	21,0	2,04	480	-	0,133	0,827	360	15800	0,040	0,70	652,0	40,1
								2 ^a	230	129											
4M8-30	150	150	8,00	0,05	7,13	74,0	C	1 ^a	345	29,0	4,09	480	-	0,265	3,79	460	12034	0,236	0,53	1102	12,1
								2 ^a	230	75,0											
								3 ^a	345	121											

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e_y (mm)	e_y/h	L/h	f_c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A_{s_i} (mm ²)	d_i (mm)	ρ_L (%)	f_y (MPa)	f_t (MPa)	$\rho_L f_y / f_c$	ρ_v (%)	f_{ly} (MPa)	A_{cc} (mm ²)	$\rho_v f_{ly} / f_c$	A_{cc} / A_c	N_{exp} (kN)	M_{exp} (kNm)
-------	-----------	-----------	---------------	---------	-----	----------------	---------	-------------------	---------------------------------	---------------	-----------------	----------------	----------------	--------------------	-----------------	-------------------	--------------------------------	-----------------------	----------------	-------------------	--------------------

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
2H8-120	150	150	8,00	0,05	7,13	93,0	A	1ª	230	29,0	2,04	480	-	0,106	0,948	460	12034	0,047	0,53	1806	20,9
								2ª	230	121											
2H20-30	150	150	20,0	0,13	7,13	92,0	A	1ª	230	26,0	2,04	480	-	0,107	3,60	460	13386	0,180	0,59	1207	32,0
								2ª	230	124											
2H20-60	150	150	20,0	0,13	7,13	92,0	A	1ª	230	28,0	2,04	480	-	0,107	1,86	460	12477	0,093	0,55	1247	31,5
								2ª	230	122											
2H20-120	150	150	20,0	0,13	7,13	92,0	A	1ª	230	28,0	2,04	480	-	0,107	0,931	460	12477	0,047	0,55	1473	37,7
								2ª	230	122											
2H50-30	150	150	50,0	0,33	7,13	92,0	A	1ª	230	27,0	2,04	480	-	0,107	3,66	460	12928	0,183	0,57	749,0	44,7
								2ª	230	123											
2H50-60	150	150	50,0	0,33	7,13	92,0	A	1ª	230	28,0	2,04	480	-	0,107	1,862	460	12477	0,093	0,55	685,0	41,1
								2ª	230	122											
2H50-120	150	150	50,0	0,33	7,13	92,0	A	1ª	230	27,0	2,04	480	-	0,107	0,915	460	12928	0,046	0,57	851,0	49,6
								2ª	230	123											
4H8-30	150	150	8,00	0,05	7,13	91,0	C	1ª	345	22,0	4,09	480	-	0,216	3,363	360	15302	0,133	0,68	1601	20,5
								2ª	230	75,0											
								3ª	345	128											
4H8-60	150	150	8,00	0,05	7,13	92,0	C	1ª	345	24,0	4,09	480	-	0,213	1,738	360	14328	0,068	0,64	1702	23,0
								2ª	230	75,0											
								3ª	345	126											
4H8-120	150	150	8,00	0,05	7,13	92,0	C	1ª	345	24,0	4,09	480	-	0,213	0,869	360	14328	0,034	0,64	1654	20,2
								2ª	230	75,0											
								3ª	345	126											
4H20-30	150	150	20,0	0,13	7,13	88,0	C	1ª	345	23,0	4,09	480	-	0,223	3,418	360	14811	0,140	0,66	1352	36,5
								2ª	230	75,0											
								3ª	345	127											
4H20-60	150	150	20,0	0,13	7,13	88,0	C	1ª	345	21,0	4,09	480	-	0,223	1,655	360	15800	0,068	0,70	1358	37,3
								2ª	230	75,0											
								3ª	345	129											

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e_y (mm)	e_y/h	L/h	f_c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	$A_{s,i}$ (mm ²)	d_i (mm)	ρ_L (%)	f_y (MPa)	f_t (MPa)	$\rho_L f_y / f_c$	ρ_v (%)	f_{ty} (MPa)	A_{cc} (mm ²)	$\rho_v f_{ty} / f_c$	A_{cc} / A_c	N (kN)
4H20-120	150	150	20,0	0,13	7,13	92,0	C	1ª	345	24,0	4,09	480	-	0,213	0,869	360	14328	0,034	0,64	11
								2ª	230	75,0										
								3ª	345	126										
4H50-30	150	150	50,0	0,33	7,13	88,0	C	1ª	345	23,0	4,09	480	-	0,223	3,418	360	14811	0,140	0,66	78
								2ª	230	75,0										
								3ª	345	127										
4H50-60	150	150	50,0	0,33	7,13	88,0	C	1ª	345	23,0	4,09	480	-	0,223	1,709	360	14811	0,070	0,66	79
								2ª	230	75,0										
								3ª	345	127										

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
2M20-120R	150	150	20,0	0,13	7,13	73,0	A	1ª	230	25,4	2,04	480	-	0,134	0,884	360	13853	0,044	0,62	1180	31,9
								2ª	230	125											
2M50-60R	150	150	50,0	0,33	7,13	67,0	A	1ª	230	25,4	2,04	480	-	0,146	1,767	360	13853	0,095	0,62	670,0	39,1
								2ª	230	125											
2M50-120R	150	150	50,0	0,33	7,13	73,0	A	1ª	230	22,4	2,04	480	-	0,134	0,841	360	15302	0,041	0,68	672,0	42,5
								2ª	230	128											
4M20-60R	150	150	20,0	0,13	7,13	68,0	C	1ª	345	27,4	4,09	480	-	0,289	1,829	360	12928	0,097	0,57	1198	29,2
								2ª	230	75,0											
								3ª	345	123											
4M20-120R	150	150	20,0	0,13	7,13	73,0	C	1ª	345	22,4	4,09	480	-	0,269	0,841	360	15302	0,041	0,68	1105	30,1
								2ª	230	75,0											
								3ª	345	128											
4M50-60R	150	150	50,0	0,33	7,13	73,0	C	1ª	345	24,4	4,09	480	-	0,269	1,738	360	14328	0,086	0,64	800,0	46,8
								2ª	230	75,0											
								3ª	345	126											
4M50-120R	150	150	50,0	0,33	7,13	70,0	C	1ª	345	25,4	4,09	480	-	0,280	0,884	360	13853	0,045	0,62	633,0	37,7
								2ª	230	75,0											
								3ª	345	125											
LIMA, 1997; LIMA, GIONGO e TAKEYA, 1997																					
Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
P5/1	300	150	15,0	0,10	11,6	81,1	N	1ª	508	32,4	2,26	543	740	0,151	2,52	567	26423	0,176	0,59	2842	42,6
								2ª	508	118											
P5/2	300	150	15,0	0,10	11,6	79,5	N	1ª	508	32,4	2,26	543	740	0,154	2,52	567	26423	0,180	0,59	2806	42,1
								2ª	508	118											
P6/1	300	150	15,0	0,10	11,6	85,7	N	1ª	756	33,8	3,36	711	730	0,279	2,52	567	26423	0,167	0,59	3227	48,4
								2ª	756	116											

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
P6/2	300	150	15,0	0,10	11,6	83,7	N	1ª	756	33,8	3,36	711	730	0,285	2,52	567	26423	0,171	0,59	3218	48,3
								2ª	756	116											
P7/1	300	150	15,0	0,10	11,6	87,3	N	1ª	285	30,7	1,27	681	771	0,099	1,68	567	26423	0,109	0,59	3012	45,2
								2ª	285	119											
P7/2	300	150	15,0	0,10	11,6	93,5	N	1ª	285	30,7	1,27	681	771	0,092	1,68	567	26423	0,102	0,59	3118	46,8
								2ª	285	119											
P8/1	300	150	25,0	0,17	11,6	87,1	N	1ª	285	30,7	1,27	682	771	0,099	1,68	567	26423	0,109	0,59	3252	81,3
								2ª	285	119											
P8/2	300	150	25,0	0,17	11,6	92,8	N	1ª	285	30,7	1,27	681	771	0,093	1,68	567	26423	0,103	0,59	3250	81,3
								2ª	285	119											
P9/1	300	120	30,0	0,25	20,6	101	N	1ª	302	30,9	1,68	676	787	0,112	2,73	567	18803	0,153	0,52	2388	71,6
								2ª	302	89,1											
P9/2	300	120	30,0	0,25	20,6	83,3	N	1ª	302	30,9	1,68	676	787	0,136	1,32	567	18803	0,090	0,52	2143	64,3
								2ª	302	89,1											
CHUANG e KONG, 1997																					
Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
A-15-0,25	300	200	50,0	0,25	13,6	24,9	L	1ª	982	42,5	3,27	493	-	0,648	1,12	250*	37500	0,112	0,63	1287	102
								2ª	982	157,5											
A-17-0,25	300	200	50,0	0,25	15,6	30,6	L	1ª	982	42,5	3,27	493	-	0,528	1,12	250*	37500	0,091	0,63	1183	108
								2ª	982	157,5											
A-18-0,25	300	200	50,0	0,25	16,6	26,2	L	1ª	982	42,5	3,27	493	-	0,615	1,12	250*	37500	0,106	0,63	1085	96,6
								2ª	982	157,5											
A-19-0,25	300	200	50,0	0,25	17,6	25,8	L	1ª	982	42,5	3,27	493	-	0,624	1,12	250*	37500	0,108	0,63	1196	111
								2ª	982	157,5											

*Valor f_{yt} é nominal, obtido no artigo de Chuang, Kong e Kong, 2000.

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
A-15-0,50	300	200	100	0,50	12,6	26,4	L	1ª	982	42,5	3,27	493	-	0,611	1,12	250*	37500	0,106	0,63	889,0	116
								2ª	982	157,5											
A-17-0,50	300	200	100	0,50	14,6	32,2	L	1ª	982	42,5	3,27	493	-	0,500	1,12	250*	37500	0,087	0,63	903,0	140
								2ª	982	157,5											
A-18-0,50	300	200	100	0,50	15,6	26,2	L	1ª	982	42,5	3,27	493	-	0,617	1,12	250*	37500	0,107	0,63	853,0	135
								2ª	982	157,5											
A-19-0,50	300	200	100	0,50	16,6	24,2	L	1ª	982	42,5	3,27	493	-	0,666	1,12	250*	37500	0,115	0,63	814,0	118
								2ª	982	157,5											
B-17-0,25	300	200	50,0	0,25	15,6	29,8	L	1ª	402	36,0	1,34	519	-	0,234	0,707	250*	38304	0,059	0,64	1087	79,4
								2ª	402	164											
B-18-0,25	300	200	50,0	0,25	16,6	33,7	L	1ª	402	36,0	1,34	519	-	0,207	0,707	250*	38304	0,052	0,64	990,0	74,3
								2ª	402	164											
B-19-0,25	300	200	50,0	0,25	17,6	31,8	L	1ª	402	36,0	1,34	519	-	0,219	0,707	250*	38304	0,056	0,64	1046	79,5
								2ª	402	164											
B-17-0,50	300	200	100	0,50	14,6	30,9	L	1ª	402	36,0	1,34	519	-	0,225	0,707	250*	38304	0,057	0,64	447,0	61,7
								2ª	402	164											
B-18-0,50	300	200	100	0,50	15,6	34,0	L	1ª	402	36,0	1,34	519	-	0,205	0,707	250*	38304	0,052	0,64	479,0	65,6
								2ª	402	164											
B-19-0,50	300	200	100	0,50	16,6	36,0	L	1ª	402	36,0	1,34	519	-	0,193	0,707	250*	38304	0,049	0,64	461,0	63,2
								2ª	402	164											
C-27,5-0,25	200	120	30,0	0,25	25,3	33,7	L	1ª	402	34,0	3,35	520	-	0,517	0,754	250*	11396	0,056	0,47	532,0	25,0
								2ª	402	86,0											
C-30,0-0,25	200	120	30,0	0,25	27,8	34,1	L	1ª	402	34,0	3,35	520	-	0,511	0,754	250*	11396	0,055	0,47	485,0	26,2
								2ª	402	86,0											
C-31,7-0,25	200	120	30,0	0,25	29,5	35,5	L	1ª	402	34,0	3,35	520	-	0,491	0,754	250*	11396	0,053	0,47	333,0	25,0
								2ª	402	86,0											
C-27,5-0,50	200	120	60,0	0,50	24,7	34,1	L	1ª	402	34,0	3,35	520	-	0,511	0,754	250*	11396	0,055	0,47	205,0	27,1
								2ª	402	86,0											

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{si} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
C-30,0-0,50	200	120	60,0	0,50	27,2	33,2	L	1ª	402	34,0	3,35	520	-	0,525	0,754	250*	11396	0,057	0,47	320,0	38,4
								2ª	402	86,0											
C-31,7-0,50	200	120	60,0	0,50	28,8	35,0	L	1ª	402	34,0	3,35	520	-	0,498	0,754	250*	11396	0,054	0,47	255,0	39,3
								2ª	402	86,0											
HB-17-0,25	300	200	50,0	0,25	15,6	81,8	L	1ª	402	38,0	1,34	531	-	0,087	1,12	250*	37500	0,034	0,63	1800	153
								2ª	402	162											
HB-18-0,25	300	200	50,0	0,25	16,6	80,6	L	1ª	402	38,0	1,34	531	-	0,088	1,12	250*	37500	0,035	0,63	1477	118
								2ª	402	162											
HB-19-0,25	300	200	50,0	0,25	17,6	81,1	L	1ª	402	38,0	1,34	531	-	0,088	1,12	250*	37500	0,034	0,63	1573	102
								2ª	402	162											
HB-17-0,50	300	200	100	0,50	14,6	80,0	L	1ª	402	38,0	1,34	531	-	0,089	1,12	250*	37500	0,035	0,63	706,0	94,6
								2ª	402	162											
HB-18-0,50	300	200	100	0,50	15,6	81,5	L	1ª	402	38,0	1,34	531	-	0,087	1,12	250*	37500	0,034	0,63	647,0	90,6
								2ª	402	162											
HB-19-0,50	300	200	100	0,50	16,6	81,7	L	1ª	402	38,0	1,34	531	-	0,087	1,12	250*	37500	0,034	0,63	607,0	84,4
								2ª	402	162											
CLAESON e GYLLOFT, 2000																					
Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{si} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
N201*	200	200	20,0	0,10	20,0	37,6	A	1ª	402	31,0	2,01	636	721	0,340	0,955	466	26244	0,118	0,66	644,0	65,0
								2ª	402	169											
N202	200	200	20,0	0,10	20,0	37,6	A	1ª	402	31,0	2,01	636	721	0,340	0,955	466	26244	0,118	0,66	739,0	42,1
								2ª	402	169											
N203	200	200	20,0	0,10	20,0	37,6	A	1ª	402	31,0	2,01	636	721	0,340	0,955	466	26244	0,118	0,66	789,0	47,3
								2ª	402	169											

*Pilares submetidos a carregamento constante antes do carregamento até a ruptura.

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{si} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
H201*	200	200	20,0	0,10	20,0	107	A	1ª	402	31,0	2,01	636	721	0,119	0,955	466	26244	0,042	0,66	1367	105
								2ª	402	169											
H202	200	200	20,0	0,10	20,0	107	A	1ª	402	31,0	2,01	636	721	0,119	0,955	466	26244	0,042	0,66	1543	67,9
								2ª	402	169											
H203	200	200	20,0	0,10	20,0	107	A	1ª	402	31,0	2,01	636	721	0,119	0,955	466	26244	0,042	0,66	1607	77,1
								2ª	402	169											
LEE e SON, 2000																					
Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{si} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
LS-1	210	120	20,0	0,17	5,50	41,8	L	1ª	143	21,0	1,13	319	-	0,086	1,51	-	17296	-	0,69	736,0	15,6
								2ª	143	99,0											
LS-2	210	120	45,0	0,38	5,50	41,8	L	1ª	143	21,0	1,13	319	-	0,086	1,51	-	17296	-	0,69	371,0	17,5
								2ª	143	99,0											
LS-3	210	120	65,0	0,54	5,50	41,8	L	1ª	143	21,0	1,13	319	-	0,086	1,51	-	17296	-	0,69	173,0	12,0
								2ª	143	99,0											
LM-1	210	120	20,0	0,17	11,5	41,8	L	1ª	143	21,0	1,13	319	-	0,086	1,51	-	17296	-	0,69	653,0	17,6
								2ª	143	99,0											
LM-2	210	120	45,0	0,38	11,5	41,8	L	1ª	143	21,0	1,13	319	-	0,086	1,51	-	17296	-	0,69	360,0	20,7
								2ª	143	99,0											
LM-3	210	120	65,0	0,54	11,5	41,8	L	1ª	143	21,0	1,13	319	-	0,086	1,51	-	17296	-	0,69	146,0	11,1
								2ª	143	99,0											
LL-1	210	120	20,0	0,17	17,5	34,9	L	1ª	143	21,0	1,13	319	-	0,103	1,51	-	17296	-	0,69	413,0	15,5
								2ª	143	99,0											
LL-2	210	120	45,0	0,38	17,5	34,9	L	1ª	143	21,0	1,13	319	-	0,103	1,51	-	17296	-	0,69	172,0	11,5
								2ª	143	99,0											
LL-3	210	120	65,0	0,54	17,5	34,9	L	1ª	143	21,0	1,13	319	-	0,103	1,51	-	17296	-	0,69	108,0	8,70
								2ª	143	99,0											
HS-1	120	120	25,0	0,21	5,50	70,4	A	1ª	143	16,0	1,98	319	-	0,090	2,72	-	10816	-	0,75	529,0	13,7
								2ª	143	104											

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
HS-2	120	120	45,0	0,38	5,50	70,4	A	1ª	143	16,0	1,98	319	-	0,090	2,72	-	10816	-	0,75	333,0	15,9
								2ª	143	104											
HS-3	120	120	65,0	0,54	5,50	70,4	A	1ª	143	16,0	1,98	319	-	0,090	2,72	-	10816	-	0,75	187,0	12,8
								2ª	143	104											
HM-1	120	120	20,0	0,17	11,5	70,4	A	1ª	143	16,0	1,98	319	-	0,090	2,72	-	10816	-	0,75	508,0	14,3
								2ª	143	104											
HM-2	120	120	45,0	0,38	11,5	70,4	A	1ª	143	16,0	1,98	319	-	0,090	2,72	-	10816	-	0,75	307,0	17,1
								2ª	143	104											
HM-3	120	120	65,0	0,54	11,5	70,4	A	1ª	143	16,0	1,98	319	-	0,090	2,72	-	10816	-	0,75	156,0	11,7
								2ª	143	104											
HL-1	120	120	20,0	0,17	17,5	70,4	A	1ª	143	16,0	1,98	319	-	0,090	2,72	-	10816	-	0,75	523,0	20,8
								2ª	143	104											
HL-2	120	120	45,0	0,38	17,5	70,4	A	1ª	143	16,0	1,98	319	-	0,090	2,72	-	10816	-	0,75	205,0	13,0
								2ª	143	104											
HL-3	120	120	65,0	0,54	17,5	70,4	A	1ª	143	16,0	1,98	319	-	0,090	2,72	-	10816	-	0,75	118,0	9,40
								2ª	143	104											
HS-1A	120	120	25,0	0,21	5,50	70,4	A	1ª	397	19,0	5,51	348	-	0,273	2,72	-	10816	-	0,75	669,0	17,6
								2ª	397	101											
HS-3A	120	120	65,0	0,54	5,50	70,4	A	1ª	397	19,0	5,51	348	-	0,273	2,72	-	10816	-	0,75	340,0	23,1
								2ª	397	101											
HM-1A	120	120	20,0	0,17	11,5	70,4	A	1ª	397	19,0	5,51	348	-	0,273	2,72	-	10816	-	0,75	631,0	16,7
								2ª	397	101											
HM-3A	120	120	65,0	0,54	11,5	70,4	A	1ª	397	19,0	5,51	348	-	0,273	2,72	-	10816	-	0,75	273,0	20,6
								2ª	397	101											
HL-1A	120	120	20,0	0,17	17,5	70,4	A	1ª	397	19,0	5,51	348	-	0,273	2,72	-	10816	-	0,75	488,0	21,2
								2ª	397	101											
HL-3A	120	120	65,0	0,54	17,5	70,4	A	1ª	397	19,0	5,51	348	-	0,273	2,72	-	10816	-	0,75	216,0	19,1
								2ª	397	101											

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{si} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
VS-1	120	120	25,0	0,21	5,50	93,2	A	1ª	143	16,0	1,98	397	-	0,084	2,72	-	10816	-	0,75	655,0	18,1
								2ª	143	104											
VS-2	120	120	45,0	0,38	5,50	93,2	A	1ª	143	16,0	1,98	397	-	0,084	2,72	-	10816	-	0,75	416,0	19,8
								2ª	143	104											
VM-1	120	120	20,0	0,17	11,5	93,2	A	1ª	143	16,0	1,98	397	-	0,084	2,72	-	10816	-	0,75	639,0	18,0
								2ª	143	104											
VM-2	120	120	45,0	0,38	11,5	93,2	A	1ª	143	16,0	1,98	397	-	0,084	2,72	-	10816	-	0,75	324,0	19,0
								2ª	143	104											
VS-1A	120	120	25,0	0,21	5,50	93,2	A	1ª	397	19,0	5,51	340	-	0,201	2,72	-	10816	-	0,75	831,0	22,7
								2ª	397	101											
VS-2A	120	120	45,0	0,38	5,50	93,2	A	1ª	397	19,0	5,51	340	-	0,201	2,72	-	10816	-	0,75	531,0	25,2
								2ª	397	101											
VM-1A	120	120	20,0	0,17	11,5	93,2	A	1ª	397	19,0	5,51	340	-	0,201	2,72	-	10816	-	0,75	796,0	24,3
								2ª	397	101											
VM-2A	120	120	45,0	0,38	11,5	93,2	A	1ª	397	19,0	5,51	340	-	0,201	2,72	-	10816	-	0,75	475,0	27,1
								2ª	397	101											
CHUANG, KONG e KONG, 2000																					
Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{si} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
NC1	200	120	30,0	0,25	25,3	44,2	L	1ª	402	34,0	3,35	520*	-	0,394	0,754	250*	11396	0,043	0,47	284,0	15,1
								2ª	402	86,0											
NC2	200	120	30,0	0,25	27,8	44,2	L	1ª	402	34,0	3,35	520*	-	0,394	0,754	250*	11396	0,043	0,47	239,0	13,1
								2ª	402	86,0											

* Valor de f_{yt} nominal e valor de f_y retirado de Chuang e Kong, 1997.

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
NC3	200	120	30,0	0,25	29,5	44,2	L	1ª	402	34,0	3,35	520*	-	0,394	0,754	250*	11396	0,043	0,47	205,2	10,2
								2ª	402	86,0											
NC4	200	120	60,0	0,50	24,7	44,2	L	1ª	402	34,0	3,35	520*	-	0,394	0,754	250*	11396	0,043	0,47	150,6	17,7
								2ª	402	86,0											
NC5	200	120	60,0	0,50	27,2	44,2	L	1ª	402	34,0	3,35	520*	-	0,394	0,754	250*	11396	0,043	0,47	132,0	18,0
								2ª	402	86,0											
NC6	200	120	60,0	0,50	28,8	44,2	L	1ª	402	34,0	3,35	520*	-	0,394	0,754	250*	11396	0,043	0,47	121,3	18,0
								2ª	402	86,0											
HC1	200	120	30,0	0,25	25,3	58,2	L	1ª	402	34,0	3,35	520*	-	0,299	0,754	250*	11396	0,032	0,47	632,5	33,8
								2ª	402	86,0											
HC2	200	120	30,0	0,25	27,8	60,7	L	1ª	402	34,0	3,35	520*	-	0,287	0,754	250*	11396	0,031	0,47	299,1	13,6
								2ª	402	86,0											
HC3	200	120	30,0	0,25	29,5	58,0	L	1ª	402	34,0	3,35	520*	-	0,300	0,754	250*	11396	0,032	0,47	358,1	16,9
								2ª	402	86,0											
HC4	200	120	60,0	0,50	24,7	63,2	L	1ª	402	34,0	3,35	520*	-	0,276	0,754	250*	11396	0,030	0,47	177,5	21,5
								2ª	402	86,0											
HC5	200	120	60,0	0,50	27,2	60,2	L	1ª	402	34,0	3,35	520*	-	0,289	0,754	250*	11396	0,031	0,47	173,3	21,1
								2ª	402	86,0											
HC6	200	120	60,0	0,50	28,8	62,5	L	1ª	402	34,0	3,35	520*	-	0,279	0,754	250*	11396	0,030	0,47	152,0	19,5
								2ª	402	86,0											
HD1	200	120	30,0	0,25	25,3	61,6	L	1ª	628	36,0	5,24	493*	-	0,419	0,754	250*	11396	0,031	0,47	482,4	20,5
								2ª	628	84,0											
HD2	200	120	30,0	0,25	27,8	59,9	L	1ª	628	36,0	5,24	493*	-	0,431	0,754	250*	11396	0,031	0,47	431,4	20,8
								2ª	628	84,0											
HD3	200	120	30,0	0,25	29,5	62,2	L	1ª	628	36,0	5,24	493*	-	0,415	0,754	250*	11396	0,030	0,47	449,9	20,9
								2ª	628	84,0											
HD4	200	120	60,0	0,50	24,7	63,2	L	1ª	628	36,0	5,24	493*	-	0,408	0,754	250*	11396	0,030	0,47	245,2	28,8
								2ª	628	84,0											

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

HD5	200	120	60,0	0,50	27,2	62,6	L	1 ^a	628	36,0	5,24	493*	-	0,412	0,754	250*	11396	0,030	0,47	193,5	26,2
								2 ^a	628	84,0											

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
A4	100	100	13,0	0,13	20,0	60,1	A	1ª	102	20,0	2,04	585	633	0,198	1,90	509	5476,0	0,161	0,55	280,9	7,84
								2ª	102	80,0											
A5	100	100	13,0	0,13	20,0	86,8	A	1ª	102	20,0	2,04	585	633	0,137	1,90	509	5476,0	0,111	0,55	358,5	10,6
								2ª	102	80,0											
A6	100	100	13,0	0,13	20,0	104	A	1ª	102	20,0	2,04	585	633	0,115	1,90	509	5476,0	0,093	0,55	372,6	11,0
								2ª	102	80,0											
B2	100	100	13,0	0,13	20,0	67,2	A	1ª	102	20,0	2,04	585	633	0,178	1,90	509	5476,0	0,144	0,55	326,6	9,86
								2ª	102	80,0											
GERMAIN e ESPION, 2002																					
Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
A-1/36-R	180	180	5,00	0,03	21,0	82,6	A	1ª	226	37,2	1,40	542	-	0,092	1,14	-	15775	-	0,49	1750	43,8
								2ª	226	143											
A-1/36-O	180	180	5,00	0,03	21,0	87,1	A	1ª	226	37,2	1,40	542	-	0,087	1,14	-	15775	-	0,49	1640	47,6
								2ª	226	143											
A-1/18-R1	180	180	10,0	0,06	21,0	89,5	A	1ª	226	37,2	1,40	542	-	0,084	0,653	-	15277	-	0,47	1922	53,8
								2ª	226	143											
A-1/18-Q	180	180	10,0	0,06	21,0	88,8	A	1ª	226	37,2	1,40	542	-	0,085	1,14	-	15775	-	0,49	1524	54,9
								2ª	226	143											
A-1/18-O	180	180	10,0	0,06	21,0	94,3	A	1ª	226	37,2	1,40	542	-	0,080	0,653	-	15277	-	0,47	1489	53,6
								2ª	226	143											
A-1/18-R2	180	180	10,0	0,06	21,0	80,0	A	1ª	226	37,2	1,40	542	-	0,095	1,14	-	15775	-	0,49	1479	53,2
								2ª	226	143											
A-1/12-O	180	180	15,0	0,08	21,0	86,7	A	1ª	226	37,2	1,40	542	-	0,087	0,653	-	15277	-	0,47	1256	54,0
								2ª	226	143											
A-1/9-R	180	180	20,0	0,11	21,0	92,5	A	1ª	226	37,2	1,40	542	-	0,082	0,653	-	15277	-	0,47	1140	52,4
								2ª	226	143											

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
A-1/9-O	180	180	20,0	0,11	21,0	97,8	A	1ª	226	37,2	1,40	542	-	0,077	0,653	-	15277	-	0,47	1100	55,0
								2ª	226	143											
B-1/90-O	180	180	2,00	0,01	24,3	90,4	A	1ª	226	37,2	1,40	542	-	0,084	0,653	-	15277	-	0,47	1388	41,6
								2ª	226	143											
B-1/36-O	180	180	5,00	0,03	24,3	94,6	A	1ª	226	37,2	1,40	542	-	0,080	0,653	-	15277	-	0,47	1315	46,0
								2ª	226	143											
B-1/18-O	180	180	10,0	0,06	24,3	91,6	A	1ª	226	37,2	1,40	542	-	0,083	0,653	-	15277	-	0,47	1153	46,1
								2ª	226	143											
VANDERLEI e GIONGO, 2003																					
Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
P1/1	300	150	380	2,53	8,80	88,9	N	1ª	492	32,4	2,19	502	827	0,124	2,49	596	28600	0,166	0,64	3313	59,3
								2ª	492	118											
P1/2	300	150	380	2,53	8,80	85,7	N	1ª	492	32,4	2,19	502	827	0,128	1,24	596	28600	0,086	0,64	2952	47,8
								2ª	492	118											
P1/3	300	150	380	2,53	8,80	82,6	N	1ª	492	32,4	2,19	502	827	0,133	0,830	596	28600	0,060	0,64	3086	44,8
								2ª	492	118											
P2/1	300	150	380	2,53	8,80	90,1	N	1ª	312	30,7	1,39	623	726	0,096	1,24	596	28600	0,082	0,64	2979	72,2
								2ª	312	119											
P2/2	300	150	380	2,53	8,80	89,6	N	1ª	312	30,7	1,39	623	726	0,096	2,49	596	28600	0,165	0,64	3055	58,2
								2ª	312	119											
P3/1	300	150	380	2,53	8,80	87,4	N	1ª	804	33,8	3,57	623	851	0,255	1,24	596	28600	0,085	0,64	3465	59,9
								2ª	804	116											

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

NEMECEK e BITTAR, 2004																					
Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
S	75,0	75,0	15,0	0,20	6,67	32,5	A	1ª	57,0	16,0	2,03	490	-	0,306	1,09	206	2704,0	0,069	0,48	130,0	2,28
								2ª	57,0	59,0											
M	150	150	30,0	0,20	6,67	32,5	A	1ª	226	32,0	2,01	490	-	0,303	1,09	206	10816	0,069	0,48	523,0	18,4
								2ª	226	118											
L	300	300	60,0	0,20	6,67	32,5	A	1ª	982	65,0	2,18	490	-	0,329	1,09	206	43264	0,069	0,48	2102	148
								2ª	982	235											
NEMECEK et al., 2005																					
Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
N50	150	150	15,0	0,10	7,13	30,0	A	1ª	226	32,0	2,01	561	-	0,376	2,17	314	10816	0,228	0,48	617,6	11,6
								2ª	226	118											
N100	150	150	15,0	0,10	7,13	30,0	A	1ª	226	32,0	2,01	561	-	0,376	1,09	314	10816	0,114	0,48	607,8	11,4
								2ª	226	118											
N150	150	150	15,0	0,10	7,13	30,0	A	1ª	226	32,0	2,01	561	-	0,376	0,725	314	10816	0,076	0,48	602,2	11,1
								2ª	226	118											
H50	150	150	15,0	0,10	7,13	67,2	A	1ª	226	32,0	2,01	561	-	0,168	2,17	314	10816	0,102	0,48	1053	19,0
								2ª	226	118											
H100	150	150	15,0	0,10	7,13	67,2	A	1ª	226	32,0	2,01	561	-	0,168	1,09	314	10816	0,051	0,48	1038	18,4
								2ª	226	118											
H150	150	150	15,0	0,10	7,13	67,2	A	1ª	226	32,0	2,01	561	-	0,168	0,725	314	10816	0,034	0,48	1007	17,5
								2ª	226	118											
CANBAY, OZCEBE e ERSOY, 2006																					
Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{s,i} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
D8-75	250	250	20,0	0,08	4,40	90,0	E	1ª	462	25,0	1,97	400	-	0,088	2,06	323	49284	0,074	0,79	4620	92,4
								2ª	308	125											
								3ª	462	225											

Tabela A.2: Dados de elementos submetidos a compressão excêntrica. (continuação)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e _y (mm)	e _y /h	L/h	f _c (MPa)	Arranjo	Camadas de aço	A _{si} (mm ²)	d _i (mm)	ρ _L (%)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	ρ _L f _y /f _c	ρ _v (%)	f _{ty} (MPa)	A _{cc} (mm ²)	ρ _v f _{ty} /f _c	A _{cc} /A _c	N _{exp} (kN)	M _{exp} (kN.m)
D10-135	250	250	20,0	0,08	4,40	92,0	E	1ª	462	25,0	1,97	400	-	0,086	1,77	380	50176	0,073	0,80	4530	90,6
								2ª	308	125											
								3ª	462	225											
L8-75	250	250	20,0	0,08	4,40	92,0	D	1ª	462	25,0	1,97	400	-	0,086	1,81	323	49284	0,064	0,79	4600	92,0
								2ª	308	125											
								3ª	462	225											
S8-75	250	250	20,0	0,08	4,40	92,0	D	1ª	462	25,0	1,97	400	-	0,086	1,81	323	49284	0,064	0,79	4460	89,2
								2ª	308	125											
								3ª	462	225											
D10-100	250	250	400	1,60	4,40	77,0	E	1ª	462	25,0	1,97	400	-	0,102	2,39	380	50176	0,118	0,80	1650	142
								2ª	308	125											
								3ª	462	225											
D10-60	250	250	400	1,60	4,40	75,0	E	1ª	462	25,0	1,97	400	-	0,105	3,99	380	50176	0,202	0,80	1625	133
								2ª	308	125											
								3ª	462	225											
D9-100	250	250	400	1,60	4,40	71,0	E	1ª	462	25,0	1,97	400	-	0,111	1,95	594	49729	0,163	0,80	1600	138
								2ª	308	125											
								3ª	462	225											
D9-60	250	250	400	1,60	4,40	73,0	E	1ª	462	25,0	1,97	400	-	0,108	3,25	594	49729	0,264	0,80	1625	139
								2ª	308	125											
								3ª	462	225											
D6-100	250	250	400	1,60	4,40	71,0	E	1ª	462	25,0	1,97	400	-	0,111	0,880	530	48400	0,066	0,77	1625	137
								2ª	308	125											
								3ª	462	225											
D6-60	250	250	400	1,60	4,40	66,0	E	1ª	462	25,0	1,97	400	-	0,119	1,46	530	48400	0,117	0,77	1550	137
								2ª	308	125											
								3ª	462	225											

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)