

**Projeto Semi-Probabilístico de Vigas de
Concreto Armado com Modo de Falha por
Cisalhamento**

Adriana Bicalho Ribeiro

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

“Projeto Semi-Probabilístico de Vigas de Concreto Armado com Modo de Falha por Cisalhamento”

Adriana Bicalho Ribeiro

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Doutor em Engenharia de Estruturas”.

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. José Márcio Fonseca Calixto (DEES/UFMG – orientador)

Profa. Dra. Sofia Maria Carrato Diniz (DEES/UFMG – coorientadora)

Prof. Dr. Sebastião Salvador Real Pereira (DEES/UFMG)

Prof. Dr. Márcilio Sousa da Rocha Freitas (UFOP)

Prof. Dr. Giuseppe Barbosa Guimarães (PUC-Rio)

Prof. Dr. André Teófilo Beck (EESC/USP)

Belo Horizonte, 18 de dezembro de 2012

DEDICATÓRIA

À Beatriz e Marco Alípio, por sempre acreditarem que seria possível; e ao Eduardo e Henrique, que nasceram neste período e me fazem viver de uma forma inexplicavelmente mais intensa e feliz.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por sempre me guiar e iluminar meu caminho, à minha mãe pelo suporte e carinho, à minha avó pelas orações e ao meu marido pelo carinho, apoio e incentivo.

Ao meu orientador, por conduzir meus estudos sempre com sabedoria e segurança, e, por ser mais que um mestre, um amigo dedicado ao longo de todos estes anos.

À minha co-orientadora por sua relevante contribuição e paciência.

À Prof. Elizabeth Maia, por sua atenção e amizade.

Aos demais professores do Programa de Pós Graduação deste departamento e aos funcionários, sempre tão atenciosos e solícitos, em especial: Inez, Lucíola, Patrícia, Iracema e Eliezer.

À CAPES, pelo suporte financeiro.

À Empresa Júnior de Estatística da UFMG, que realizou a análise estatística.

Ao estudante de Engenharia Felipe Alves, por me introduzir ao Matlab e ajudar a desenvolver o programa de análise de confiabilidade.

Aos colegas, amigos e demais familiares com os quais tive o prazer de conviver ao longo deste período, pela paciência e carinho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE TABELAS	xiii
RESUMO	xv
ABSTRACT	xvi
1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 – Objetivo	5
1.2 – Justificativa	6
1.3 – Descrição da Tese	6
2 – COMPORTAMENTO AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO	8
2.1 - Comportamento das Vigas na Flexão com Esforço Cortante	8
2.2 – Esforços e Tensões na Treliça Clássica de Morsch	13
3 – CONFIABILIDADE ESTRUTURAL	17
3.1 – Natureza das Incertezas	18
3.2 – Níveis dos Métodos de Confiabilidade	19
3.3 – Métodos de Análise de Confiabilidade	22
3.3.1 – Margem de Segurança.....	25
3.3.2 – Fator de Segurança.....	27
3.3.3 – Formulação de Primeira Ordem e Segundo Momento.....	29
3.3.4 – Método Confiabilidade de Primeira Ordem.....	33
3.3.5 – Simulação de Monte Carlo.....	34
3.4 – Considerações Finais	37

4 – CRITÉRIOS NORMATIVOS DE DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO.....	39
4.1 – Norma Brasileira NBR 6118 (2007).....	40
4.1.1 – Modelo de Cálculo I ($\theta = 45^\circ$).....	41
4.1.1.1 – Ruína por esmagamento da biela	41
4.1.1.2 – Ruína por tração diagonal.....	42
4.1.2 – Modelo de Cálculo II ($30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$).....	43
4.1.2.1 – Ruína por esmagamento da biela	43
4.1.2.2 – Ruína por tração diagonal.....	43
4.1.3 – Limite na Resistência dos Materiais Utilizados.....	44
4.1.4 – Coeficientes de Ponderação das Resistências.....	44
4.1.5 – Condições de Ductilidade nas Vigas.....	44
4.1.6 – Combinação de Carregamento de Cálculo.....	46
4.2 – Norma Americana ACI 318 (2008).....	46
4.2.1 – Limite na Resistência dos Materiais Utilizados.....	48
4.2.2 – Fator de Ponderação da Solicitação Resistente.....	48
4.2.3 – Condições de Ductilidade nas Vigas.....	48
4.2.4 – Combinação de Carregamento de Cálculo.....	49
4.3 – Norma Européia EUROCODE 2 (2004).....	49
4.3.1 – Ruína por Esmagamento da Biela	50
4.3.2 – Ruína por Escoamento da Armadura Transversal ($\alpha = 90^\circ$).....	50
4.4 – Norma Canadense CSA A23.3 (2003).....	51
4.5 – Critério de Zsutty (1971).....	52
4.6 – Comparativo entre os Modelos de Dimensionamento ao Cisalhamento....	53
5 – ANÁLISE COMPARATIVA COM MODELOS NORMATIVOS.....	55
5.1 – Metodologias Utilizadas na Análise dos Resultados.....	56
5.1.1 – Metodologia de Análise Proposta por Bazant e Yu (2008).....	56
5.2 – Análise dos Erros dos Modelos.....	57
5.2.1 – Vigas sem Estribos.....	57
5.2.2 – Vigas com Estribos.....	75

7.6 – Comparativo entre os Resultados da NBR 6118 e do ACI 318.....	138
7.7 – Modelo Proposto para Dimensionar o Esforço Cortante em Vigas de Concreto Armado segundo a NBR 6118 (2007).....	139
8 – CONCLUSÕES.....	147
8.1 – Sugestões para Estudos Futuros.....	150
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	151
ANEXO I.....	159
ANEXO II.....	194
ANEXO III.....	205

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1	Viga biapoiada e diagramas dos esforços solicitantes	9
FIGURA 2.2	Comportamento de uma viga biapoiada.....	10
FIGURA 2.3	Definição e cálculo das tensões para um estado plano de tensões	11
FIGURA 2.4	Modos de ruptura por cisalhamento na flexão em vigas de concreto armado	12
FIGURA 2.5	Ruptura por tração diagonal numa viga de concreto armado.....	13
FIGURA 2.6	Treliça clássica de Morsch em vigas de concreto armado.....	14
FIGURA 3.1	Classificação de incertezas.....	19
FIGURA 3.2	Funções Densidade de Probabilidade $f_X(x)$ e $f_Y(y)$	24
FIGURA 3.3	Função Densidade de Probabilidade da Margem de Segurança...	26
FIGURA 3.4	Função Densidade de Probabilidade do Fator de Segurança.....	28
FIGURA 3.5	Estado Seguro e Estado de Falha no Espaço das Variáveis Reduzidas.....	31
FIGURA 3.6	Relação entre u e x	36
FIGURA 4.1	Variação da parcela resistente da tensão complementar τ_{c1}	43
FIGURA 4.2	Distribuição das deformações e blocos de tensões na seção transversal	45
FIGURA 5.1	Influência da Altura Útil no Erro dos Modelos – Vigas sem Estribos.....	61
FIGURA 5.2	Influência da Taxa de Armadura Longitudinal no Erro dos Modelos – Vigas sem Estribos.....	62
FIGURA 5.3	Divisão das Vigas em Intervalos de Altura Útil - Vigas sem Estribos.....	63
FIGURA 5.4	Análise Comparativo entre os Resultados Experimentais e os Calculados pela NBR 6118 – Vigas sem Estribos.....	65

FIGURA 5.5	Análise Comparativa entre os Resultados experimentais e os Calculados pelo EUROCODE 2, ACI 318 CSA A23.3 e ZSUTTY – Vigas sem Estribos.....	66
FIGURA 5.6	Análise comparativa com a formulação da NBR 6118 – Influência da altura útil no Erro do Modelo para vigas sem estribos com e sem aplicação de filtro.....	70
FIGURA 5.7	Análise comparativa com a formulação do EUROCODE 2 – Influência da altura útil no Erro do Modelo para vigas sem estribos com e sem aplicação de filtro.....	71
FIGURA 5.8	Análise comparativa com a formulação do ACI 318 – Influência da altura útil no Erro do Modelo para vigas sem estribos com e sem aplicação de filtro.....	72
FIGURA 5.9	Análise comparativa com a formulação de ZSUTTY – Influência da altura útil no Erro do Modelo para vigas sem estribos com e sem aplicação de filtro.....	73
FIGURA 5.10	Análise comparativa com a formulação do CSA A23.3 – Influência da altura útil no Erro do Modelo para vigas sem estribos com e sem aplicação de filtro.....	74
FIGURA 5.11	Influência da altura útil no Erro dos modelos – Vigas com estribos	77
FIGURA 5.12	Influência da taxa de armadura longitudinal no Erro dos modelos - Vigas com estribos.....	78
FIGURA 5.13	Influência da resistência do concreto no Erro dos modelos - Vigas com estribos.....	79
FIGURA 5.14	Influência da resistência da armadura transversal no Erro dos modelos – Vigas com estribos.....	80
FIGURA 5.15	Divisão das Vigas em Intervalos de Altura Útil - Vigas com Estribos.....	82
FIGURA 5.16	Análise comparativa com a formulação da NBR 6118 - Influência da altura útil no Erro do modelo para vigas com estribos com e sem aplicação de filtro.....	87
FIGURA 5.17	Análise comparativa com a formulação do EUROCODE 2 - Influência da altura útil nas vigas com estribos com e sem aplicação de filtro.....	88
FIGURA 5.18	Análise comparativa com a formulação do ACI 318 - Influência da altura útil nas vigas com estribos com e sem aplicação de filtro	89
FIGURA 5.19	Análise comparativa com a formulação do CSA A23 - Influência da altura útil nas vigas com estribos com e sem aplicação de filtro	90

FIGURA 5.20	Análise comparativa com a formulação de ZSUTTY - Influência da altura útil nas vigas com estribos com e sem aplicação de filtro	91
FIGURA 6.1	Gráficos dos Resíduos para a variável dependente τ_{CE} - Vigas com estribos.....	100
FIGURA 6.2	Detalhe do gráfico dos Resíduos para τ_{CE} - Vigas com estribos	100
FIGURA 6.3	Gráficos dos Resíduos para τ_{SE} segundo a Eq. 6.2 - Vigas sem estribos.....	102
FIGURA 6.4	Detalhe do gráfico dos Resíduos para τ_{SE} segundo a Eq. 6.2 - Vigas sem estribos.....	102
FIGURA 6.5	Gráficos dos Resíduos para a variável dependente τ_{SE} segundo a Eq. 6.3 - Vigas sem estribos.....	103
FIGURA 6.6	Detalhe do gráfico dos Resíduos para τ_{SE} segundo a Eq. 6.3 - Vigas sem estribos.....	104
FIGURA 6.7	Influência da altura útil no erro do modelo de regressão.....	105
FIGURA 6.8	Influência da taxa de armadura longitudinal no erro do modelo de regressão.....	106
FIGURA 6.9	Influência da resistência f_c do concreto no erro do modelo de regressão.....	106
FIGURA 6.10	Influência da resistência dos estribos no erro do modelo de regressão.....	106
FIGURA 7.1	Média da tensão resistente simulada e o valor da tensão nominal segundo NBR 6118, para cada uma das 36 vigas.....	125
FIGURA 7.2	Razão entre a média da tensão resistente simulada e a tensão nominal calculada segundo NBR 6118, para cada uma das 36 vigas.....	125
FIGURA 7.3	Média da tensão resistente simulada e o valor da tensão nominal segundo ACI 318, para cada uma das 36 vigas.....	127
FIGURA 7.4	Razão entre a média da tensão resistente simulada e a tensão nominal calculada segundo ACI 318, para cada uma das 36 vigas	127
FIGURA 7.5	Probabilidade de falha segundo a NBR 6118 (2007).....	133
FIGURA 7.6	Índice de Confiabilidade segundo a NBR 6118 (2007).....	134
FIGURA 7.7	Probabilidade de falha segundo o ACI 318 (2008).....	136
FIGURA 7.8	Índice de Confiabilidade segundo o ACI 318 (2008).....	137

FIGURA 7.9	Probabilidade de falha segundo o Modelo Proposto.....	141
FIGURA 7.10	Índice de Confiabilidade segundo o Modelo Proposto.....	142
FIGURA 7.11	Razão de Carregamento versus Probabilidade de Falha das Vigas de Concreto Armado segundo o Modelo Proposto e a NBR 6118 (2007).....	146
FIGURA 7.12	Razão de Carregamento versus Índice de Confiabilidade das Vigas de Concreto Armado segundo o Modelo Proposto e a NBR 6118 (2007).....	146

LISTA DE TABELAS

TABELA 4.1	Modelos de Dimensionamento ao Esforço Cortante em Vigas com Estribos Perpendiculares ao Eixo Longitudinal ($\alpha = 90^\circ$) e coeficientes de minoração da resistência iguais a 1.....	54
TABELA 5.1	Estatísticas da Variável ξ para as Vigas sem Estribos.....	58
TABELA 5.2	Escala de demérito de Collins.....	59
TABELA 5.3	Escala de Demérito do Erro dos Modelos para Vigas sem Estribos	59
TABELA 5.4	Estatísticas das Variáveis por Faixa de Altura Útil -Vigas sem Estribos.....	64
TABELA 5.5	Medidas Estatísticas do Erro dos Modelos para Vigas sem Estribos Divididas em Intervalos de Altura.....	67
TABELA 5.6	Distribuição percentual do Erro dos Modelos ξ por intervalo de altura útil –Vigas sem Estribos.....	68
TABELA 5.7	Medidas Estatísticas do Erro dos Modelos - Vigas com Estribos....	75
TABELA 5.8	Escala de Demérito do Erro dos Modelos de Dimensionamento – Vigas com Estribos.....	76
TABELA 5.9	Parâmetros estatísticos das variáveis por faixa de altura útil – Vigas com Estribos.....	82
TABELA 5.10	Medidas estatísticas do Erro do modelo para vigas com estribos divididas em intervalos de altura útil.....	83
TABELA 5.11	Escala de demérito do Erro dos modelos para vigas com estribos divididas em intervalos de altura útil.....	85
TABELA 6.1	Vigas com estribos – Banco de dados total por intervalo de altura útil	94
TABELA 6.2	Vigas com estribos – Banco de dados filtrado por intervalo de altura útil – Restrições: $\rho < 4\%$ e $\rho_w f_y < 0,2 \text{ kN/cm}^2$	95
TABELA 6.3	Vigas com estribos – Banco de dados filtrado por intervalo de altura útil – Aproximando os valores médios das variáveis	95
TABELA 6.4	Vigas com estribos – Banco de dados filtrado por intervalo de altura útil – Aproximando os valores médios das variáveis para $30 \leq d < 40$	95
TABELA 6.5	Vigas com estribos – Banco de dados filtrado.....	96

TABELA 6.6	Vigas sem estribos – Banco de dados filtrado.....	97
TABELA 6.7	Coeficientes das Variáveis para as vigas com estribos.....	98
TABELA 6.8	Coeficientes das Variáveis para as vigas sem estribos.....	101
TABELA 6.9	Estatísticas da Variável ξ no Banco de Dados Filtrado.....	107
TABELA 7.1	Características Geométricas e Propriedades Mecânicas dos Materiais	111
TABELA 7.2	Estatísticas das Variáveis Básicas Relacionadas à Resistência das Vigas.....	115
TABELA 7.3	Estatísticas do Carregamento.....	116
TABELA 7.4	Tensão de Cisalhamento Resistente, τ_d , Média da Sobrecarga, μ_{SC} , e Média da Carga Permanente, μ_{CP} , segundo a NBR 6118 (2007).....	119
TABELA 7.5	Tensão de Cisalhamento Resistente, τ_d , Média da Sobrecarga, μ_{SC} , e Média da Carga Permanente, μ_{CP} , segundo o ACI 318 (2008).....	120
TABELA 7.6	Estatísticas da tensão de cisalhamento resistente obtida via simulação de Monte Carlo, τ_R , e a tensão nominal segundo a NBR 6118, $\tau_{NBR, n}$.	123
TABELA 7.7	Estatísticas da tensão de cisalhamento resistente obtida via simulação de Monte Carlo, τ_R , e a tensão nominal segundo o ACI 318, $\tau_{ACI, n}$.	126
TABELA 7.8	Probabilidade de falha, P_F , e Índice de Confiabilidade, β , segundo a NBR 6118 para a razão de carregamento $r = 0,5$	129
TABELA 7.9	Probabilidade de falha, P_F , e Índice de Confiabilidade, β , segundo a NBR 6118 para a razão de carregamento $r = 1$	130
TABELA 7.10	Probabilidade de falha, P_F , e Índice de Confiabilidade, β , segundo a NBR 6118 para a razão de carregamento $r = 2$	131
TABELA 7.11	Estatísticas dos Resultados obtidos para as 108 vigas segundo NBR 6118 (2007)	138
TABELA 7.12	Estatísticas dos Resultados obtidos para as 108 vigas segundo ACI 318 (2008).....	138
TABELA 7.13	Probabilidade de Falha e Índice de Confiabilidade para $r = 0,5$	143
TABELA 7.14	Probabilidade de Falha e Índice de Confiabilidade para $r = 1$	144
TABELA 7.15	Probabilidade de Falha e Índice de Confiabilidade para $r = 2$	145

Resumo

A resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado (CA) tem sido objeto de intensa pesquisa por mais de 100 anos. O efeito de tamanho na resistência ao cisalhamento dessas vigas também é conhecido desde longa data. Porém, existe uma falta de consenso entre os pesquisadores refletida nos diferentes modelos prescritos pela NBR 6118 (2003) e pelo ACI 318 (2008) bem como na não inclusão explícita desse efeito de altura nestas formulações. Dentro desse cenário, os objetivos deste trabalho são: (i) desenvolver um modelo para a estimativa da resistência de vigas em CA sujeitas ao cisalhamento; (ii) obter as estatísticas associadas ao erro deste modelo; (iii) avaliar a confiabilidade de vigas projetadas segundo a NBR 6118 e o ACI 318; e (iv) à luz dos níveis de confiabilidade obtidos, propor modelo de dimensionamento ao cisalhamento consistente com as recomendações de projeto da NBR 6118. A formulação para a estimativa da resistência foi desenvolvida por meio de análise de regressão de resultados de ensaios obtidos na literatura. A seleção dos dados utilizados teve por princípio a similaridade dos valores dos parâmetros pertinentes bem como do número de exemplares para diferentes faixas de altura. Ao contrário de vários modelos normativos considerados, o modelo proposto é não tendencioso para as diversas variáveis de interesse (altura útil, resistência à compressão do concreto, etc). A avaliação de confiabilidade, via Simulação de Monte Carlo, utiliza o modelo de regressão para o cálculo da capacidade resistente das vigas em questão e incorpora a variável erro do modelo. Os índices de confiabilidade obtidos revelam pouca uniformidade ($1,68 \leq \beta \leq 2,66$, NBR 6118 e $2,07 \leq \beta \leq 2,89$, ACI 318), valores mínimos inadequados, e também razoavelmente inferiores àqueles reportados por outros autores. Observou-se que tais discrepâncias têm sua origem na utilização de coeficiente de variação do erro do modelo (23 %, conforme banco de dados empregado neste trabalho), bastante superior àquele utilizado em outros estudos (10 %). Um novo modelo de dimensionamento ao cisalhamento em vigas é proposto para a NBR 6118, resultando em maiores valores e maior uniformidade para os índices de confiabilidade.

Palavras-chaves: vigas de concreto armado, ruptura por cisalhamento, efeito de altura, análise de regressão, avaliação de confiabilidade, normas técnicas.

Abstract

The shear strength in reinforced concrete beams (RC) has been the subject of intense research for more than 100 years. The size effect on the shear strength of these beams is also known since long. However, there is a lack of consensus among researchers reflected by the different models prescribed by NBR 6118 (2003) and the ACI 318 (2008) as well as the non-explicit inclusion of the size effect in these formulations. Within this scenario, the objectives of this work are: (i) to develop a model to estimate the strength of RC beams subjected to shear, (ii) to obtain the statistics associated to the model error, (iii) to assess the reliability of beams designed according to NBR 6118 and ACI 318, and (iv) from the resulting reliability indexes, to propose a design formulation for shear consistent with the recommendations of NBR 6118. The formulation for strength estimation was developed by regression analysis of test results obtained from the literature. The selection of data was based on the similarity of the values for the relevant parameters and the number of data-points for different height ranges. Unlike many code formulations considered in this work, the proposed model is not biased with respect to the variables of interest (beam height, compressive strength of concrete, etc). The reliability evaluation, via Monte Carlo simulation, uses the regression model to calculate the shear capacity of the beams and incorporates the random variable “model error”. The reliability indexes obtained show little uniformity ($1.68 \leq \beta \leq 2.66$, NBR 6118 and $2.07 \leq \beta \leq 2.89$, ACI 318), inadequate minimum values, and are also reasonably lower than those reported by other authors. It was observed that such discrepancies have their origin in the value of the coefficient of variation found for the model error (23%), much higher than that used in other studies (10%). A new model for shear design of RC beams is proposed for the NBR 6118, resulting in greater uniformity and higher reliability indexes.

Keywords: reinforced concrete beams, shear failure, size effect, regression analysis, reliability assessment, design codes.

1

INTRODUÇÃO

O dimensionamento ao esforço cortante em vigas de concreto armado tem sido objeto de intensa pesquisa por mais de 100 anos. A falta de consenso entre os pesquisadores é refletida nos diferentes modelos prescritos pelas normas americana, ACI 318 (2008), européia, EUROCODE 2 (2004), canadense, CSA A23.3 (2003), e brasileira, NBR 6118 (2007).

O procedimento inicial de dimensionamento ao cisalhamento para vigas de concreto armado foi desenvolvido há mais de 100 anos por Mörsch e Ritter, sendo denominado modelo de treliça clássica. Este modelo considera que, após a fissuração do concreto, o cisalhamento seja resistido apenas através de tensões de compressão nas bielas de concreto e de tração na armadura transversal. As bielas têm inclinação θ igual a 45° em relação ao eixo da viga e a resistência dos mecanismos complementares ao de treliça não é considerada, segundo esse modelo inicial. Em 1964, Kani foi um dos primeiros a propor um modelo mais realístico, considerando a contribuição das faixas de concreto entre as fissuras de flexão (bielas) no dimensionamento ao cisalhamento. Uma evolução do modelo de Kani foi proposta em 1974 por Taylor, considerando que o cisalhamento das vigas sem estribos era resistido: 40% pela zona comprimida do concreto; 35 a 50%

pelo atrito entre as faces das fissuras devido ao engrenamento dos agregados e de 15 a 25% pelo efeito de encavilhamento na armadura longitudinal. Por intermédio de uma parcela V_c , tanto a NBR 6118 (2007) quanto o ACI 318 (2008), o CSA A23.3 (2003) e o modelo de ZSUTTY (1971) consideram a resistência destes mecanismos complementares ao de treliça.

A verificação de que o modelo de treliça clássica conduz a uma armadura transversal maior que a necessária indica que, nas regiões mais solicitadas pela força cortante, a inclinação das fissuras (bielas) é menor que os 45° admitidos nesse modelo. Assim, foi então idealizado um modelo de treliça com variação do ângulo θ de inclinação da biela. As tensões de cisalhamento resistidas pela armadura transversal são obtidas pela expressão $\rho_w f_y (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$, onde $\rho_w f_y$ é a resistência da armadura transversal e α é o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo da peça. Esta formulação é adotada tanto pela NBR 6118 (2007) quanto pelo EUROCODE 2 (2004) para cálculo da armadura transversal. Estes dois modelos normativos atribuem ao projetista a escolha de um valor do ângulo θ , embora essa opção seja limitada por distintos intervalos de θ . Outra diferença entre esses dois modelos é o fato do EUROCODE 2 (2004) não considerar a resistência dos mecanismos complementares ao da treliça no cálculo da tensão resistente da diagonal tracionada.

VECCHIO e COLLINS (1986), também buscando determinar o valor da inclinação do ângulo θ , desenvolveram a teoria do campo de compressão (*Compression Field Theory - CFT*) que utiliza as condições de deformação na seção transversal para determinar θ . Com base em resultados de ensaios, eles concluíram que a tensão da biela de concreto é função tanto da deformação de compressão quanto da tração coexistente. Esses autores constataram ainda que mesmo após o desenvolvimento de uma fissuração diagonal ampla, as tensões de tração continuavam a existir no concreto entre as fissuras, aumentando a habilidade do concreto fissurado em resistir ao cisalhamento. A teoria do campo da compressão foi então modificada (*Modified Compression Field Theory - MCFT*) para explicar satisfatoriamente as proporções destas tensões, considerando o equilíbrio, a geometria e as relações constitutivas. A norma canadense CSA A23.3

(2003) se baseia nesta metodologia, incluindo também um modelo simplificado proposto por BENTZ, VECCHIO e COLLINS (2006).

A inclusão do efeito de tamanho nos modelos de dimensionamento ao cisalhamento é considerada importante em diversas pesquisas: PLACAS e REGAN (1971), ZSUTTY (1971), VECCHIO e COLLINS (1986), BENTZ *et al.* (2006), BAZANT e YU (2008). Em 1967, Kani demonstrou que a tensão de cisalhamento na ruptura diminui com o aumento da altura da viga. Com o aumento da altura, as fissuras tendem a se distanciarem nos pontos acima da armadura principal, reduzindo o engrenamento entre os agregados.

Por meio de uma análise estatística de um banco de dados experimentais, ZSUTTY (1971) prescreve o dimensionamento ao esforço cortante em função da distância a do ponto de aplicação do carregamento em relação ao apoio e da altura útil d da viga. É um dos primeiros trabalhos a considerar de forma explícita o efeito de tamanho no dimensionamento do esforço cortante em vigas de concreto armado. BENTZ (2006) analisa 24 vigas sem estribos e conclui da importância do efeito de tamanho, bem como do valor da taxa de armadura longitudinal e do tamanho do agregado. Neste trabalho, Bentz sugere a utilização da expressão $(d)^{-0,33}$ como a forma mais adequada para prever o efeito de tamanho para vigas sem estribos. Analisando 174 vigas com estribos, ZARARIS (2003) conclui que o efeito de tamanho deve ser incluído no dimensionamento de esforço cortante através da relação a/d . COLLINS *et al.* (2008) analisaram 1849 resultados experimentais de vigas sem estribos e concluem que o efeito de tamanho deve fazer parte dos modelos de dimensionamento do ACI 318. BAZANT e YU (2009) relatam que negligenciar este efeito é o mesmo que aumentar a probabilidade de ruptura de aproximadamente 1/1.000.000 nas vigas de 0,2 m de tamanho para 1/1.000 quando a altura das vigas sem estribos for maior que 1 m.

Em estudo anterior, RIBEIRO (2005) gerou um banco de dados com resultados experimentais de 522 vigas de concreto armado e comparou esses resultados experimentais aos calculados segundo os modelos da NBR 6118 (2007), ACI 318 (2005) e EUROCODE 2 (2004). A análise deste estudo comparativo mostra a falta de

consenso existente nos modelos de dimensionamento analisados, a necessidade de ajustes na parcela relativa aos mecanismos complementares ao da treliça, V_c existente nos modelos da norma brasileira e que o efeito de tamanho é significativo no comportamento das vigas com e sem estribos. Ribeiro ressalta ainda que a quantidade de vigas com altura útil maior que 60 cm disponível no banco de dados formado é proporcionalmente pequena em relação às vigas com altura útil menor que 40 cm, fato este observado em todos os bancos de dados aos quais teve acesso.

Segundo BAZANT e YU (2008), o banco de dados das vigas sem estribos que serve como base para estudos do ACI 318 (2008), também apresenta a maior parte de suas vigas com altura menor que 50 cm. Os autores indicam que esta distorção deve ser corrigida sob pena de mascarar o resultado final de qualquer análise de cisalhamento em vigas de concreto armado realizada com base nesses dados. Diante de um problema onde a altura útil não é a única variável, eles propõem a divisão do banco de dados de forma que cada parte mantenha valores médios similares das outras variáveis, tais como taxa de armadura longitudinal e relação a/d . BAZANT e YU (2008) ainda ressaltam a dificuldade econômica como fator limitante na adequação dos laboratórios para permitir experimentos em vigas com altura útil maior que 1 m, comuns em obras de grande porte tais como grandes pontes e viadutos ou mesmo em vigas de transição existentes em grandes edifícios.

Apesar de conhecer a existência de outras formas de estudar o comportamento das vigas de concreto armado submetidas ao esforço cortante, como a Mecânica da Fratura [VAN MIER (1997), GUETTI (2006)], a opção deste trabalho foi de realizar uma análise de regressão com base em resultados de ensaios de vigas de concreto armado com ruptura por cisalhamento.

Diante dos diferentes modelos prescritos pelas normas de dimensionamento e sabendo que estes não consideram o efeito de tamanho no dimensionamento de vigas com estribos, é importante o estudo da segurança, ou confiabilidade estrutural, destes modelos. Métodos probabilísticos serão utilizados para avaliar os modelos de dimensionamento, que se baseiam no método do estado limite ou semiprobabilístico. A

simulação de Monte Carlo será utilizada na determinação da probabilidade de falha das vigas.

Um projeto estrutural deve levar em consideração as incertezas dos modelos de cálculo e da análise estrutural, bem como as incertezas referentes às variáveis envolvidas, que podem ser: a intensidade e a distribuição das cargas permanentes e acidentais, as propriedades mecânicas dos materiais e os parâmetros geométricos da estrutura. Estas incertezas impossibilitam que uma estrutura apresente segurança absoluta, pois uma determinada combinação de valores das variáveis pode resultar numa condição de falha. A confiabilidade de estruturas tem como principal objetivo determinar a probabilidade de ocorrência de um cenário de falha na estrutura, visto que sempre haverá uma probabilidade não-nula de uma estrutura desempenhar um comportamento não apropriado durante sua vida útil. A análise de confiabilidade permite, também, estimar a sensibilidade do projeto em relação às variáveis aleatórias consideradas no modelo. Esta informação é importante em decisões relacionadas à segurança da estrutura porque possibilita saber qual a importância que cada variável aleatória tem na resposta da probabilidade de falha.

1.1 – OBJETIVOS

Diante do exposto, o objetivo deste trabalho é desenvolver um modelo de dimensionamento ao esforço cortante em vigas de concreto armado considerando o efeito de tamanho e realizar uma análise de confiabilidade de vigas de concreto armado empregando este modelo. Dentre os objetivos específicos encontram-se:

- Atualização do banco de dados criado por RIBEIRO em 2005;
- Avaliação dos parâmetros estatísticos pertinentes ao problema, visando a análise de confiabilidade;
- Realização de um estudo comparativo com relação aos resultados previstos segundo os modelos da NBR 6118 (2007), EUROCODE 2 (2004), ACI 318 (2008), CSA A23.3 (2003) e ZSUTTY (1971);

- Elaboração do modelo de dimensionamento ao esforço cortante em vigas de concreto armado com base numa análise de regressão de resultados de ensaios;
- Realização de uma análise da confiabilidade de vigas de concreto armado dimensionadas segundo a NBR 6118 (2007) e do ACI 318 (2008) considerando o modelo proposto e seu erro.

1.2 – JUSTIFICATIVA

A grande importância do dimensionamento ao esforço cortante em vigas de concreto armado, associada à crescente utilização de concretos com resistências cada vez mais elevadas pelo mercado da construção civil (fator que aumenta significativamente a fragilidade da ruptura), além da preocupação de que a confiabilidade de vigas de concreto armado dimensionadas pelo método dos estados limites seja mais consistente, são aspectos que justificam este trabalho de tese.

1.3 – DESCRIÇÃO DA TESE

O estudo é desenvolvido em mais sete capítulos. Uma abordagem sucinta sobre o comportamento ao cisalhamento em vigas de concreto armado é feita no capítulo 2. O capítulo 3 apresenta uma breve revisão dos critérios de confiabilidade estrutural.

O capítulo 4 descreve os modelos de dimensionamento ao cisalhamento em vigas de concreto armado segundo a NBR 6118 (2007), o ACI 318 (2008), o EUROCODE (2004), o CSA A23.3 (2003) e o modelo de ZSUTTY (1971), discutindo suas semelhanças e diferenças conceituais. Neste capítulo também são apresentadas as fórmulas utilizadas para o dimensionamento da tensão de cisalhamento calculada, segundo cada um dos modelos descritos.

A metodologia da análise estatística dos dados é apresentada no capítulo 5. Este inclui também o estudo comparativo entre os modelos de dimensionamento analisados e os resultados experimentais avaliando se o modelo é conservador, preciso e econômico. Análises parciais para verificar a influência das taxas de armadura transversal e longitudinal, da resistência à compressão do concreto e da altura útil das vigas também estão incluídas.

O capítulo 6 descreve a análise de regressão que deu origem ao modelo de tensão resistente de cisalhamento utilizado, o modelo propriamente dito e seu erro. A análise de confiabilidade é realizada no capítulo 7. O capítulo 8 apresenta as conclusões do estudo.

Esta tese contempla ainda três anexos. No anexo I é apresentado o banco de dados com resultados de ensaios experimentais de vigas de concreto armado com ruptura por cisalhamento, bem como os resultados obtidos com os modelos utilizados. A relação entre os resultados experimentais e os calculados segundo cada um dos modelos analisados, para cada uma das vigas que constam do banco de dados também é apresentada. Da mesma forma, este mesmo estudo, porém para o banco de dados filtrado é apresentado no anexo II. Os códigos dos programas de análise de confiabilidade das vigas dimensionadas ao cisalhamento segundo a NBR 6118 (2007) e o ACI 318 (2008) compõem o anexo III.

2

COMPORTAMENTO AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Neste capítulo são abordados os conceitos sobre o comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto armado. Eles são aqui apresentados já que serão diretamente utilizados ou comentados ao longo deste trabalho.

2.1 – COMPORTAMENTO DAS VIGAS NA FLEXÃO COM ESFORÇO CISALHANTE

Este estudo se inicia com a análise do comportamento de uma viga de concreto armado biapoiada e submetida a duas forças concentradas P equidistantes dos apoios e de igual intensidade, conforme ilustra a FIG. 2.1. A armadura é composta por armaduras longitudinais resistentes às tensões de tração, provenientes da flexão, e por armaduras transversais, dimensionadas para resistir aos esforços cisalhantes. Entre as duas cargas observa-se que o momento fletor apresenta valor constante máximo e que o esforço

cortante é nulo. Vê-se ainda que o esforço cortante é constante no vão de cisalhamento, correspondente à distância entre o apoio e o ponto de aplicação da carga.

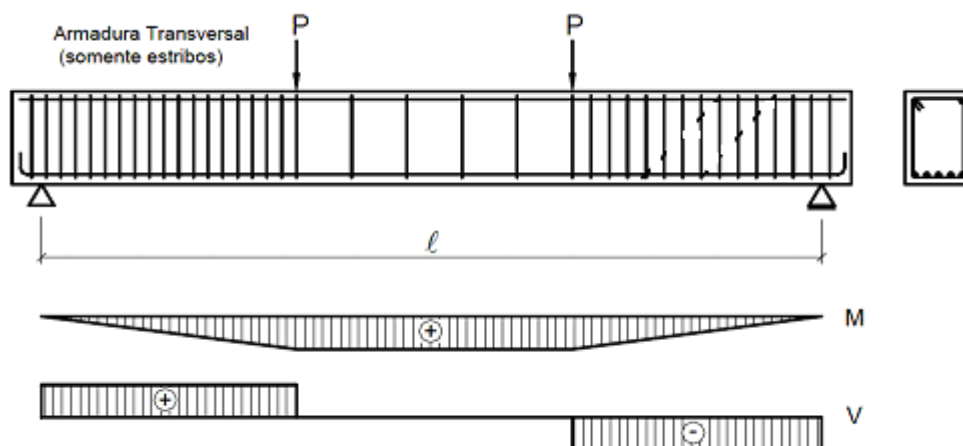


FIGURA 2.1 – Viga biapoiada e diagramas dos esforços solicitantes.
Fonte: LEONHARDT & MONNING – 1979

Para essa viga, as trajetórias das tensões principais de tração e de compressão da viga, ainda no estágio I, podem ser visualizadas na FIG. 2.2a. No trecho de flexão pura, as trajetórias das tensões de compressão e de tração são paralelas ao eixo longitudinal da viga. Nos demais trechos, as trajetórias das tensões são inclinadas devido à influência da força cortante. Enquanto a resistência à tração do concreto é superior às tensões principais de tração, não surgem fissuras na viga. As primeiras fissuras de flexão surgem na região de momento fletor máximo, no instante que as tensões de tração atuantes igualam e superam a resistência à tração na flexão do concreto (FIG. 2.2b). Para este nível de carregamento, a viga apresenta trechos fissurados no estágio II, e trechos não fissurados no estágio I. A direção ou inclinação das fissuras é aproximadamente perpendicular à direção das tensões principais de tração, ou seja, a inclinação das fissuras depende da inclinação das tensões principais de tração. Assim, na região de flexão pura, as fissuras são verticais. A FIG. 2.2c mostra os diagramas de deformações e de tensões nas seções a e b da viga, respectivamente, nos estádios I e II.

Aumentando o carregamento, começam a surgir fissuras inclinadas nas proximidades dos apoios, por influência da força cortante atuando em conjunto com o momento fletor

(FIG. 2.2d). Essas fissuras inclinadas são chamadas de fissuras de cisalhamento. Com carga elevada, a viga, em quase toda a sua extensão, apresenta-se no estágio II. Apenas nas proximidades dos apoios a viga permanece no estágio I.

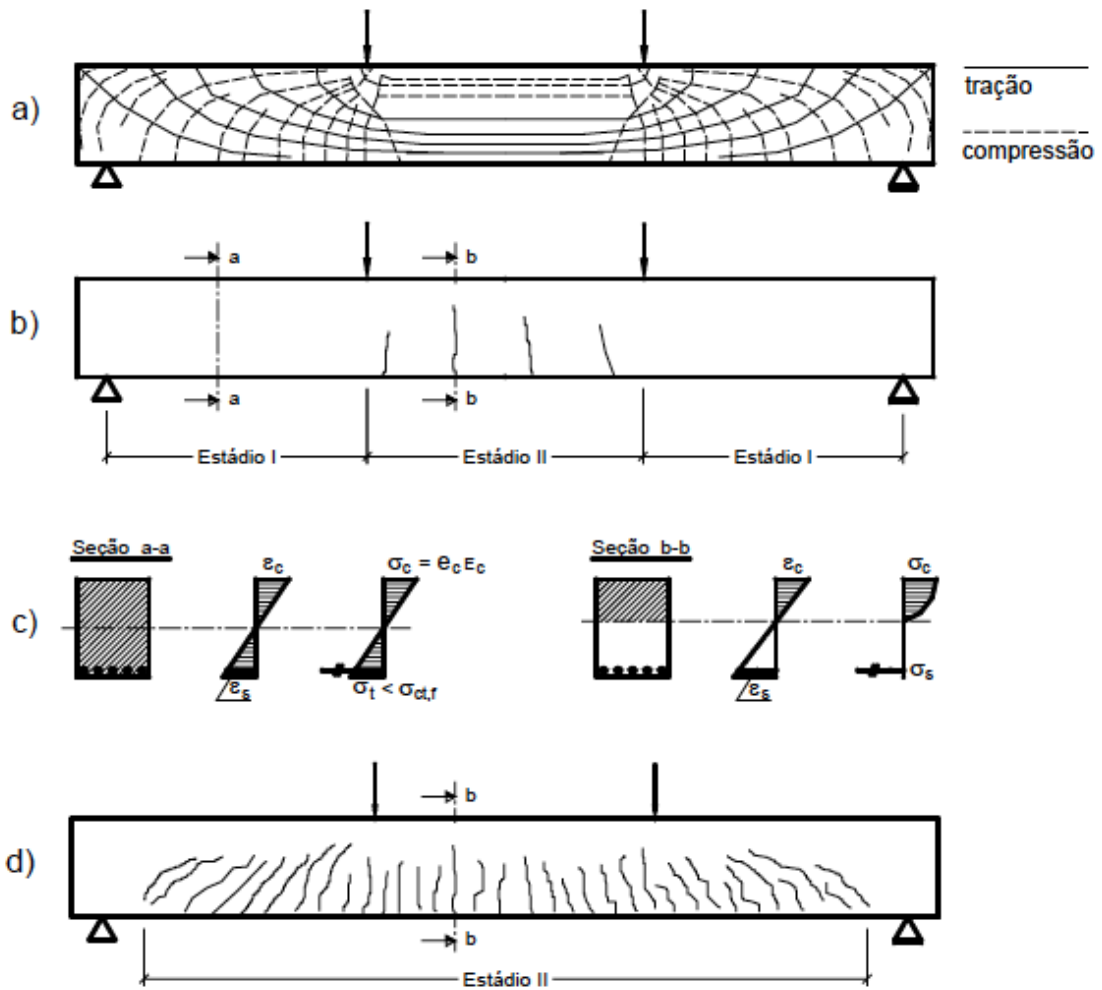


FIGURA 2.2 – Comportamento de uma Viga Biapoiada.
 Fonte: LEONHARDT & MONNING – 1979

Este carregamento induz o surgimento de diferentes estados de tensão nos infinitos pontos que compõem a viga, e que podem ser representados por um conjunto de diferentes componentes, em função da orientação do sistema de eixos considerados. Como exemplo, a FIG. 2.3a mostra a representação do estado de tensão num ponto da alma da viga, conforme os eixos coordenados x e y . O carregamento atua no sentido positivo do eixo coordenado y . O estado de tensão segundo os eixos x - y define as

tensões normais σ_x e σ_y e as tensões de cisalhamento τ_{xy} e τ_{yx} . A tensão σ_y , importante em trechos de introdução de carga, pode ser em geral desprezada. O estado de tensão segundo os eixos principais definem as tensões principais de tração σ_I e de compressão σ_{II} (FIG. 2.3b).

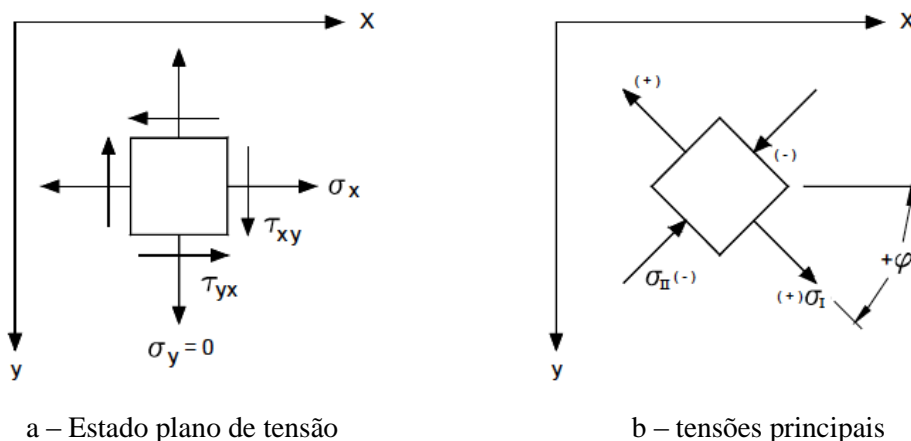


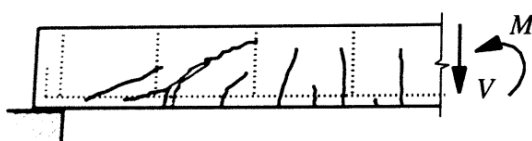
FIGURA 2.3- Definição e Cálculo das Tensões para um Estado Plano de Tensões
Fonte: LEONHARDT & MONNING – 1979

Quando a tensão principal de tração σ_I na alma é maior que a resistência à tração do concreto, surgem fissuras inclinadas de cisalhamento perpendiculares à σ_I . Se as forças de tração, resultantes de σ_I , forem absorvidas por armaduras de cisalhamento que impeçam maior abertura dessas fissuras, as tensões principais de compressão entre as fissuras de cisalhamento podem continuar atuando praticamente sem restrições. As fissuras de cisalhamento em almas de vigas de seção transversal retangular originam-se, na maior parte das vezes, de fissuras de flexão. O desenvolvimento dessas fissuras podem ser observados na FIG. 2.2d.

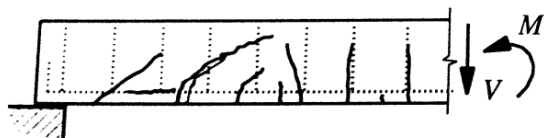
O comportamento no estágio II é melhor descrito pela analogia de treliça proposta por Mörsch há mais de cem anos. Nesta treliça, o banzo superior comprimido é constituído pelo concreto e o banzo tracionado pela armadura inferior. As barras da armadura de cisalhamento são as diagonais de tração e as faixas de concreto, com inclinação $\theta = 45^\circ$, entre as fissuras de cisalhamento são as diagonais de compressão ou bielas. As diagonais de tração inclinadas de 45° são as que melhor correspondem às tensões

principais, embora por motivos de ordem prática, a armadura de cisalhamento seja constituída preferencialmente por estribos verticais. Nesse caso, a treliça consiste em montantes de tração verticais e de diagonais de compressão inclinadas. As barras de tração verticais devem estar próximas umas das outras para evitar que uma fissura de cisalhamento se instale entre as mesmas, fato que provocaria uma ruptura por cisalhamento.

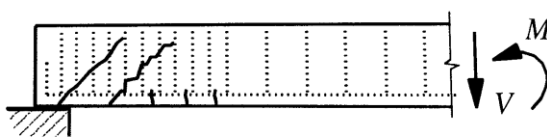
À medida que essas fissuras inclinadas vão surgindo ocorre uma redistribuição dos esforços internos e a armadura transversal e as diagonais comprimidas passam então a trabalhar de maneira mais efetiva. A redistribuição de esforços depende da quantidade e da direção da armadura transversal, o que leva a diferentes tipos de ruptura por força cortante, como ilustram as Figuras 2.4 e 2.5.



(a) Ruptura por tração diagonal: estribos com espaçamento excessivo.



(b) Ruptura por escoamento dos estribos: armadura transversal insuficiente.



(c) Ruptura por esmagamento da biela: armadura transversal excessiva e/ou seção de concreto insuficiente

FIGURA 2.4 – Modos de ruptura por cisalhamento na flexão em vigas de concreto armado.
Fonte: Clímaco – 2005



FIGURA 2.5 – Ruptura por tração diagonal em uma viga de concreto armado.
Fonte: www.dec.ufcg.edu.br (acessado em novembro, 2012).

2.2- ESFORÇOS E TENSÕES NA TRELIÇA CLÁSSICA DE MÖRSCH

Conforme mencionado anteriormente, o comportamento no estágio II de uma viga de concreto armado biapoiada e submetida a duas forças concentradas P equidistantes dos apoios e de igual intensidade é melhor descrito pela analogia de treliça proposto por Mörsch. Assim sendo, a FIG. 2.6 apresenta a treliça clássica de Mörsch para essa viga com diagonais comprimidas inclinadas com $\theta = 45^\circ$ e com diagonais tracionadas inclinadas de um ângulo α . A treliça é isostática, ou seja, as forças nas barras podem ser determinadas considerando-se apenas as condições de equilíbrio, a partir do esforço cortante. Os valores das forças nas diagonais da treliça levam aos diferentes tipos de ruptura por força cortante.

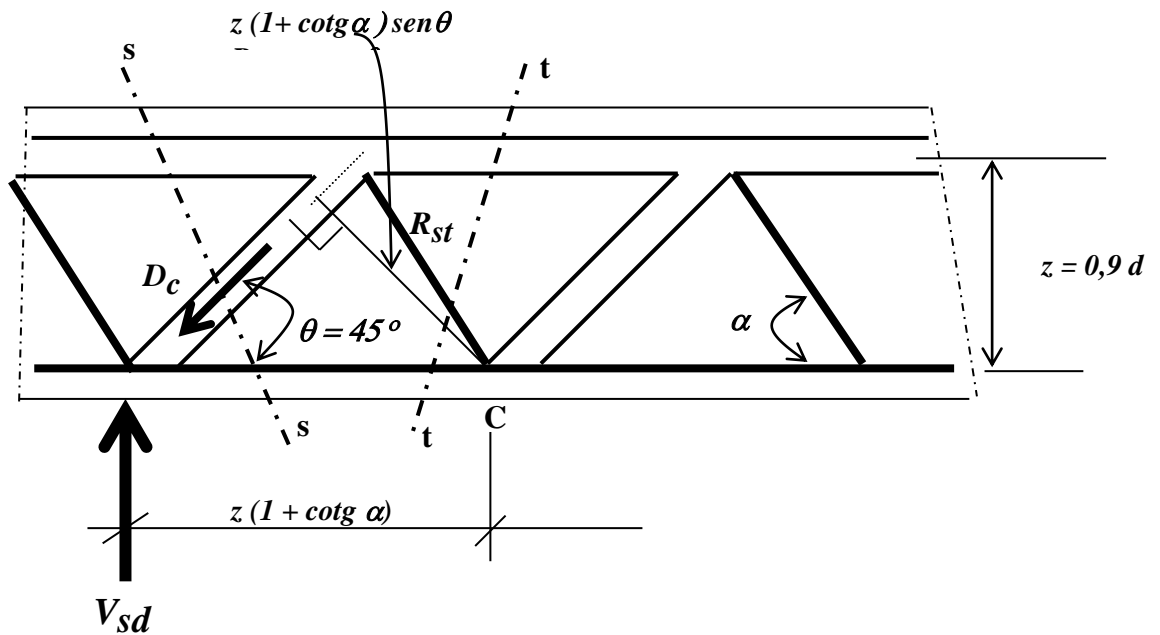


FIGURA 2.6 – Treliça clássica de Morsch em vigas de concreto armado.

Ruptura por esmagamento da diagonal comprimida

Analisando o equilíbrio na direção vertical da seção $s-s$ que corta a diagonal comprimida D_c , temos:

$$D_c \sen \theta = V_{sd} . \quad (2.1)$$

$$D_c = V_{sd} \sqrt{2} . \quad (2.2)$$

A força D_c na diagonal comprimida é dada por:

$$D_c = \sigma_{cc} b_w z(1 + \cotg \alpha) \sen \theta , \quad (2.3)$$

onde σ_{cc} é a tensão normal na biela e b_w a largura da alma da viga. Igualando a expressão 2.3 com a 2.2 tem-se:

$$\sigma_{cc} = \frac{V_{sd} \sqrt{2}}{b_w z(1 + \cotg \alpha) \sen \theta} = \frac{2 V_{sd}}{0,9 b_w d(1 + \cotg \alpha)} . \quad (2.4)$$

A relação $\tau_{wd} = \frac{V_{sd}}{b_w d}$ é comumente definida como tensão convencional de cisalhamento. Substituindo-a na expressão 2.4, temos:

$$\tau_{wd} = \frac{V_{sd}}{b_w d} = 0,45 \sigma_{cc} (1 + \cot \alpha). \quad (2.5)$$

Assim, a tensão convencional de cisalhamento e a tensão normal de compressão nas diagonais comprimidas, ou bielas, da treliça são função direta da inclinação da armadura de tração ou transversal. A verificação da ruína por esmagamento da biela em uma viga de concreto é então realizada comparando o valor da resistência máxima à compressão do concreto na biela com o valor da tensão atuante que é tensão convencional de cisalhamento, descrita pela equação 2.5.

Ruptura por tração diagonal

Analisando o equilíbrio na direção vertical da seção *t-t* que corta a diagonal tracionada R_{st} , temos:

$$R_{st} \text{ sen } \alpha = V_{sd}. \quad (2.6)$$

A força resultante de tração R_{st} atua num trecho da viga de comprimento igual a $z(1 + \cot \alpha)$. Supondo que esta força seja na realidade constituída por barras de aço espaçadas longitudinalmente a cada s , tendo com área igual a $A_{s\alpha}$ e sendo f_{yd} o valor de cálculo da tensão de tração no aço pode-se escrever que:

$$R_{st} = \frac{z(1 + \cot \alpha)}{s} A_{s\alpha} f_{yd}. \quad (2.7)$$

Igualando a expressão 2.6 com a 2.7 tem-se:

$$V_{sd} = \frac{z(1 + \cot \alpha) \text{ sen } \alpha}{s} A_{s\alpha} f_{yd}, \quad (2.8)$$

$$\therefore \frac{A_{s\alpha}}{s} = \frac{V_{sd}}{z(1 + \cot \alpha) \text{ sen } \alpha f_{yd}} = \frac{V_{sd}}{z(\text{sen } \alpha + \cos \alpha) f_{yd}}. \quad (2.9)$$

Empregando a relação $z = 0,9 d$ e dividindo ambos os lados da equação 2.9 por b_w , temos:

$$\frac{A_{s\alpha}}{b_w s} = \frac{V_{sd}}{0,9 b_w d (\sin \alpha + \cos \alpha) f_{yd}} = \frac{1,11 \tau_{wd}}{(\sin \alpha + \cos \alpha) f_{yd}} \quad (2.10)$$

$$\therefore \frac{A_{s\alpha}}{b_w s} f_{yd} = \rho_{w\alpha} f_{yd} = \frac{1,11 \tau_{wd}}{(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (2.11)$$

A expressão 2.11 é genérica para o dimensionamento da armadura transversal segundo a treliça de Morsch.

Uma longa série de experiências posteriores mostrou que a tensão nos estribos (indicando que eles estão realmente resistindo à força cortante) só surge após a formação da fissura diagonal. A parcela inicial de força cortante não absorvida pelos estribos mantém-se praticamente constante até se consumir a ruptura por cisalhamento. Essa parcela a mais de resistência, comumente representa por τ_c , corresponde ao que se convencionou chamar de mecanismos complementares à treliça de Morsch. Esses mecanismos são devidos à resistência ao deslizamento nas duas faces de uma fissura inclinada proporcionada pelo engrenamento dos agregados, ao efeito de encavilhamento ou de pino da armadura longitudinal de flexão que cruza essa fissura e à própria resistência ao cisalhamento do concreto na região comprimida da viga. Muitas normas consideram essa parcela τ_c em suas formulações.

3

CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

Variabilidade na geometria e nas propriedades mecânicas dos materiais, flutuações de cargas e modelos de análise imperfeitos fazem com que a garantia da segurança estrutural possa ser estabelecida apenas em termos probabilísticos. Portanto, para a implementação da segurança no projeto estrutural são necessários a identificação e modelagem das incertezas associadas às variáveis básicas do problema e métricas que permitam a comparação do desempenho para distintas alternativas. Tais métricas, definidas como função da informação utilizada (valores característicos, momentos de primeira e de segunda ordem, ou tipo de distribuição das variáveis envolvidas), são apresentadas neste capítulo. Uma vasta literatura já existe sobre o tema da Confiabilidade Estrutural (ANG E TANG, 1990; MELCHERS, 1999), desta maneira este capítulo se limitará à apresentação de conceitos e recursos diretamente utilizados neste estudo ou necessários à interpretação dos resultados obtidos. Especial atenção é dada ao Método de Confiabilidade de Primeira Ordem e Segundo Momento (FOSM), ao Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM) e à Simulação de Monte Carlo.

3.1 – NATUREZA DAS INCERTEZAS

Embora existam muitas fontes de incertezas no contexto do projeto estrutural é conveniente categorizar as incertezas como aleatórias ou epistêmicas.

Uma incerteza aleatória é aquela intrínseca a um fenômeno, não podendo ser reduzida, exceto por manipulação dos processos que lhe deram origem. Elas são quantificadas através da coleta e análise de dados, podendo ser reduzidas somente através de manipulação dos processos de fabricação, como um controle de qualidade mais eficaz. Estas incertezas são subdivididas em três categorias:

- 1- Incertezas inerentes no tempo: são aquelas que apresentam dependência temporal, tais como: a resistência de um material, a velocidade do vento, etc.
- 2- Incertezas inerentes no espaço: são aquelas que apresentam dependência espacial, tais como a resistência do material ao longo de um pilar, a resistência do solo em função da profundidade, etc.
- 3- Incertezas inerentes de medição: são aquelas que podem ser minimizadas, mas não totalmente eliminadas, com a utilização de modernas técnicas e instrumentos propriamente calibrados.

Incetezas epistêmicas refletem a falta de conhecimento ou de informação sobre o processo ou grandeza em questão, podendo ser divididas em duas categorias, a saber:

- 1- Incerteza do modelo: é aquela atribuída às simplificações necessárias para descrever a resposta do componente ou sistema em questão, seja por falta de dados disponíveis ou por conhecimento incompleto do problema, sendo por isso comumente denominada erro do modelo.
- 2- Incertezas estatísticas: são aquelas associadas à estimativa dos parâmetros estatísticos em função de um número limitado de amostras ou do tipo de distribuição ajustada aos dados coletados.

A figura 3.1 ilustra classificação das incertezas apresentada acima.

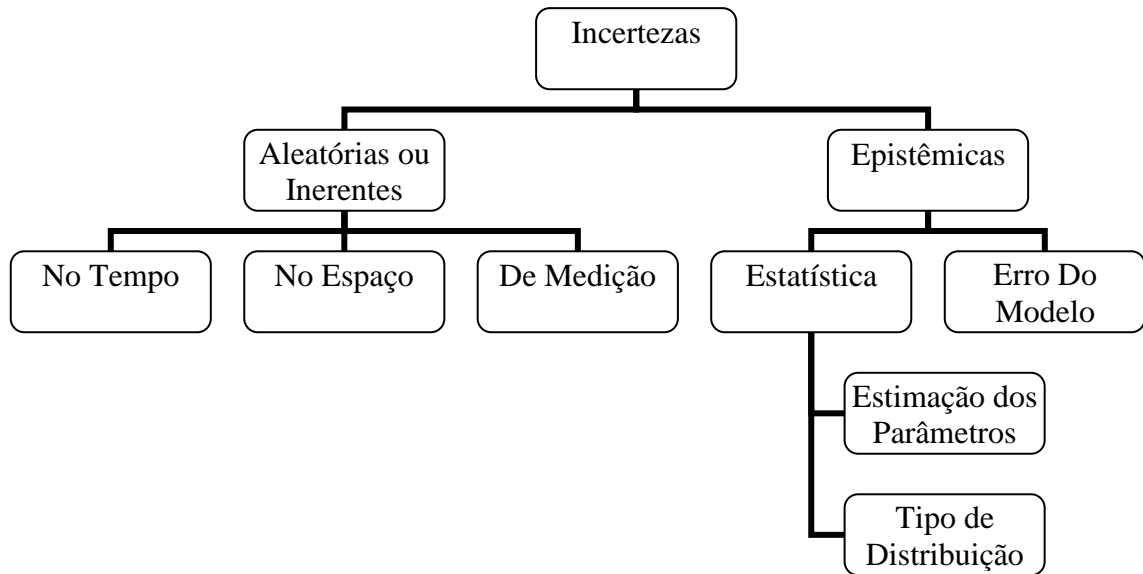


FIGURA 3.1 – Classificação de Incertezas – Adaptada de BOMEL LTD - 2001.

3.2 – NÍVEIS DOS MÉTODOS DE CONFIABILIDADE

O problema fundamental da confiabilidade estrutural é garantir que a resistência de uma estrutura (ou componente estrutural) seja superior ao carregamento (ou seus efeitos) ao longo de toda a vida útil da estrutura. Devido às incertezas presentes tanto na resistência quanto no carregamento, existe, sempre, uma probabilidade de falha associada a cada projeto. Assim tal garantia pode ser estabelecida apenas em termos probabilísticos; ou seja, a confiabilidade de uma estrutura deve ser medida em termos da probabilidade da resistência ser superior ao carregamento. Os métodos para estimar a probabilidade de falha podem ser classificados em cinco níveis, de acordo com a quantidade de informação usada e disponível sobre o problema estrutural. Segundo MADSEN *et al.* (1986), GALAMBOS (1992) e DINIZ (2006), esses níveis podem ser assim classificados:

Nível 0 – Métodos das tensões admissíveis. Neste método, todas as cargas são tratadas similarmente e as tensões elásticas são reduzidas por um fator de segurança. A condição dada pela equação 3.1 deve ser sempre atendida.

$$\sigma \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{cs}, \quad (3.1)$$

onde:

σ é tensão obtida pela análise elástica linear para as cargas máximas que podem ser esperadas durante a vida útil da estrutura;

σ_{adm} é a tensão admissível;

σ_{lim} é a tensão limite; e

cs é o coeficiente de segurança.

Nível 1 – Métodos que empregam um valor característico para cada valor “incerto”. Estes métodos correspondem aos formatos do tipo LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) ou método dos estados limites. Neste critério, a segurança das estruturas de concreto deve ser verificada em relação aos seguintes estados limites últimos:

- Estado limite último de perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica, e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais;
- Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- Estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- Outros estados limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

Adicionalmente, estados limites de serviço, relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto dos usuários e adequada funcionalidade também devem ser verificados.

Em linha gerais, este método pode ser representado pela equação 3.2 a seguir:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_{in}, \quad (3.2)$$

onde:

- ϕ : fator de minoração da resistência;
- R_n : resistência nominal;
- γ_i : coeficiente de majoração da i -ésima carga (ou seu efeito);
- Q_{in} : valor nominal da i -ésima carga (ou seu efeito).

Nível 2 – Métodos do índice de confiabilidade. Estes métodos empregam dois valores para cada parâmetro “incerto” (usualmente média e variância) e uma medida da correlação entre parâmetros (usualmente covariância). A condição dada pela equação 3.3 deve ser atendida.

$$\beta \geq \beta_{adm}, \quad (3.3)$$

onde:

- β : índice de confiabilidade (item 3.3.3 , *First Order Second Moment*);
- β_{adm} : índice de confiabilidade admissível.

Nível 3 – Métodos que empregam a probabilidade de falha da estrutura ou componente estrutural como medida de sua confiabilidade. A função densidade de probabilidade das variáveis básicas é requerida. A condição dada pela equação 3.4 deve ser respeitada.

$$P_F \leq P_{F adm}, \quad (3.4)$$

onde:

- P_F : probabilidade de falha associada (vide item 3.3.4, *First Order Reliability Method*);
- $P_{F adm}$: probabilidade de falha admissível.

Nível 4 – Este nível envolve elementos de confiabilidade e otimização (minimizar o custo total ou maximizar o benefício auferido ao longo da vida útil da estrutura). O custo total é dado por:

$$\text{Custo total} = c_i + c_{insp} + c_m + c_r + \sum P_F \times c_f + c_d, \quad (3.5)$$

onde:

c_i : custo inicial;

c_{insp} : custo de inspeção;

c_m : custo de manutenção;

c_r : custo de reparo;

P_F : probabilidade de falha associada ao i -ésimo modo de falha;

c_f : custo associado ao i -ésimo modo de falha;

c_d : custo de demolição.

As normas atuais de projeto de estruturas em concreto armado, tal como, NBR 6118 (2007), ACI 318 (2008) e EUROCODE 2(2003) seguem o método dos estados limites, ou seja, nível 1. Normas e recomendações de projeto desenvolvidas segundo o nível 1 devem ser calibradas a partir de níveis superiores, ou seja, níveis 2, 3 ou 4. Neste trabalho a avaliação da confiabilidade de vigas de concreto armado com modo de falha por cisalhamento será feita com vistas a fornecer subsídios para o ajuste das recomendações de projeto destes elementos. Assim, nos itens a seguir serão enfatizados o método de análise de confiabilidade de primeira ordem e segundo momento (*FOSM – First Order Second Moment*), o método de confiabilidade de primeira ordem (*FORM – First Order Reliability Method*) e a Simulação de Monte Carlo.

3.3- MÉTODOS DE ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

Os problemas de confiabilidade de sistemas de engenharia podem ser formulados como um problema de suprimento versus demanda. Como exemplo típico, em termos de engenharia estrutural, o suprimento pode ser a resistência de um sistema (ou

componente) estrutural e a demanda os efeitos do carregamento. Na consideração da segurança de uma estrutura deve-se garantir que a resistência da mesma seja suficiente para resistir aos efeitos do carregamento ao longo de sua vida útil. Entretanto, esta garantia é possível apenas em termos da probabilidade de que a resistência X seja superior aos efeitos do carregamento Y , ou seja, a probabilidade $P(X > Y)$. Esta probabilidade, portanto, representa a medida da confiabilidade da estrutura; e a probabilidade do evento complementar $P(X < Y)$ é a probabilidade de falha (ANG E TANG, 1990).

Em termos de confiabilidade estrutural, deve-se fazer a distinção entre confiabilidade de sistemas e confiabilidade de componentes. Como confiabilidade de componentes, entende-se que apenas um modo de falha é considerado. Por exemplo, uma viga pode apresentar distintos modos de falha, a saber: falha por flexão, falha por cisalhamento ou falha por deslocamentos excessivos. Esta viga, sob o ponto de vista da confiabilidade estrutural, corresponderá a um sistema e deverá ser analisada pelos métodos da confiabilidade de sistemas. Conforme descrito na literatura (ANG E TANG, 1990; MELCHERS, 1999), o tratamento do problema de confiabilidade de sistemas passa pelo problema básico da confiabilidade de seus componentes.

Assumindo-se que a distribuição de probabilidade de X ($F_X(x)$ ou $f_X(x)$) e Y ($F_Y(y)$ ou $f_Y(y)$) são conhecidas e que as variáveis aleatórias X (resistência) e Y (efeito do carregamento) sejam contínuas, estatisticamente independentes e que exista um único modo de falha, então a probabilidade de falha, P_F é dada por:

$$P_F = \int_0^{\infty} F_X(y) f_Y(y) dy . \quad (3.6)$$

A Eq. 3.6 é conhecida como convolução em relação a y e pode ser explicada a partir da FIG. 3.2. Se $Y = y$, a probabilidade condicional de falha é $F_X(y)$. Entretanto, em termos de variáveis contínuas, a probabilidade de que Y esteja no intervalo y e $y + dy$ é igual a $f_Y(y) dy$. Assim, para o cálculo de P_F , a probabilidade condicional $F_X(y)$ deve ser ponderada por $f_Y(y) dy$ e integrada para todos os valores de Y .

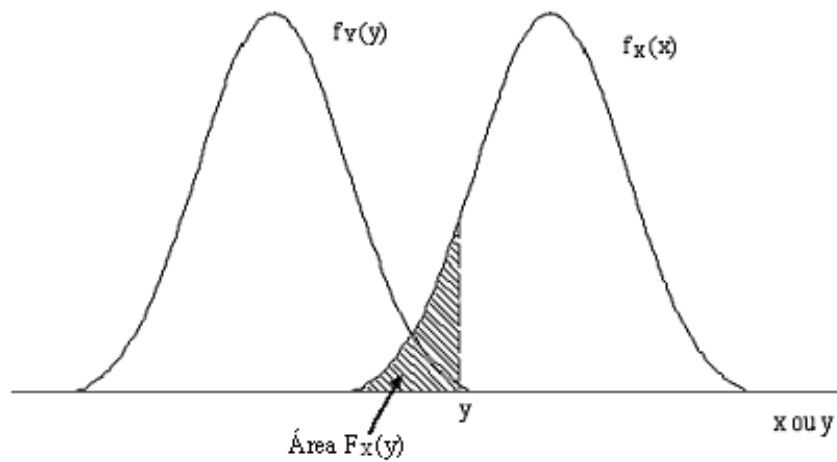


Figura 3.2 - Funções Densidade de Probabilidade $f_X(x)$ e $f_Y(y)$.

A probabilidade complementar, ou seja, a probabilidade de sobrevivência, P_S , é dada por:

$$P_S = 1 - P_F . \quad (3.7)$$

Como verificado na FIG. 3.2, a região de sobreposição das curvas $f_X(x)$ e $f_Y(y)$ representa uma medida qualitativa da probabilidade de falha P_F .

No caso mais geral de variáveis aleatórias estatisticamente dependentes, a probabilidade de falha pode ser expressa em termos da função densidade de probabilidade conjunta de X e Y , $f_{X,Y}(x,y)$, a saber (ANG E TANG, 1990):

$$P_F = \int_0^\infty \left[\int_0^y f_{X,Y}(x,y) dx \right] dy , \quad (3.8)$$

e a probabilidade de sobrevivência é dada por:

$$P_S = \int_0^\infty \left[\int_0^x f_{X,Y}(x,y) dy \right] dx . \quad (3.9)$$

O cálculo da probabilidade de falha via equação 3.6 (variáveis aleatórias estaticamente independentes) ou equação 3.8 (variáveis correlacionadas) requer o conhecimento das funções densidade de probabilidade $f_X(x)$ e $f_Y(y)$ (variáveis estaticamente independentes) ou $f_{X,Y}(x,y)$ (variáveis correlacionadas). Na prática, X e Y são funções de uma série de outras variáveis aleatórias e apenas em poucos casos, a probabilidade de falha é obtida diretamente a partir da integração da equação 3.6 (variáveis estaticamente independentes) ou 3.8 (variáveis correlacionadas). Nos itens seguintes serão apresentados dois casos particulares em que a probabilidade de falha pode ser calculada de forma exata. No caso mais geral, contudo, procedimentos numéricos serão requeridos

3.3.1- Margem de Segurança

O problema suprimento versus demanda pode ser formulado em termos da margem de segurança, $M = X - Y$. Sendo X e Y variáveis aleatórias, M também é uma variável aleatória com função densidade de probabilidade $f_M(m)$. Neste caso, a falha corresponde ao evento ($M < 0$), e assim a probabilidade de falha é dada pela seguinte expressão:

$$P_F = \int_{-\infty}^0 f_M(m) dm = F_M(0). \quad (3.10)$$

Graficamente a probabilidade de falha é dada pela área sob a curva $f_M(m)$ para valores de M inferiores a zero, como mostrado na FIG. 3.3.

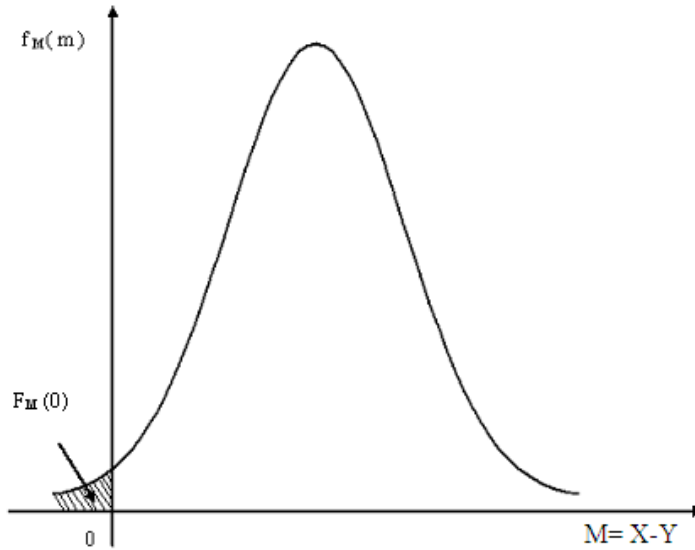


Figura 3.3 - Função Densidade de Probabilidade da Margem de Segurança.

No caso de uma estrutura em que a resistência R e o efeito do carregamento Q são variáveis aleatórias Gaussianas e estaticamente independentes, isto é, $N(\mu_R, \sigma_R)$ e $N(\mu_Q, \sigma_Q)$, respectivamente, a margem de segurança $M = R - Q$ também será uma variável Gaussiana, $N(\mu_M, \sigma_M)$. A notação $N(\mu, \sigma)$ representa uma variável com distribuição Normal com média, μ , e desvio padrão, σ . A média e o desvio padrão da margem de segurança são dados por (ANG e TANG, 1990):

$$\mu_M = \mu_R - \mu_Q. \quad (3.11)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}. \quad (3.12)$$

A probabilidade de falha pode ser obtida pela seguinte equação:

$$P_F = F_M(0) = \Phi\left(\frac{-\mu_M}{\sigma_M}\right) = 1 - \Phi\left(\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right), \quad (3.13)$$

onde Φ é a função de distribuição acumulada da variável Normal padrão, $N(0,1)$.

A probabilidade de sobrevivência é dada por:

$$P_S = 1 - P_F = \Phi \left(\frac{\mu_M}{\sigma_M} \right). \quad (3.14)$$

Pela equação 3.14 pode ser observado que a confiabilidade é função da razão μ_M / σ_M , conhecida na literatura como índice de confiabilidade, β , ou seja:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}}. \quad (3.15)$$

Vale ressaltar que neste caso a probabilidade de sobrevivência P_S é calculada de forma exata, e em termos do índice de confiabilidade, é dada por:

$$P_S = \Phi (\beta), \quad (3.16)$$

e a probabilidade complementar, probabilidade de falha P_F é:

$$P_F = 1 - \Phi (\beta) = \Phi (-\beta). \quad (3.17)$$

3.3.2- Fator de Segurança

O problema suprimento versus demanda também pode ser formulado em termos do fator de segurança, definido como:

$$\Theta = X/Y. \quad (3.18)$$

Se o suprimento X e/ou a demanda Y são variáveis aleatórias, o fator de segurança Θ também será uma variável aleatória. A função de distribuição de Θ pode ser deduzida a partir das funções de distribuição de X e Y . Neste caso a falha corresponde ao evento ($\Theta < 1$) e, portanto, a probabilidade de falha é dada por:

$$p_F = \int_0^1 f_{\Theta}(\theta) d\theta = F_{\Theta}(1,0), \quad (3.19)$$

sendo representada pela área da curva $f_{\Theta}(\theta)$ entre 0 e 1, como mostrado na FIG. 3.4.

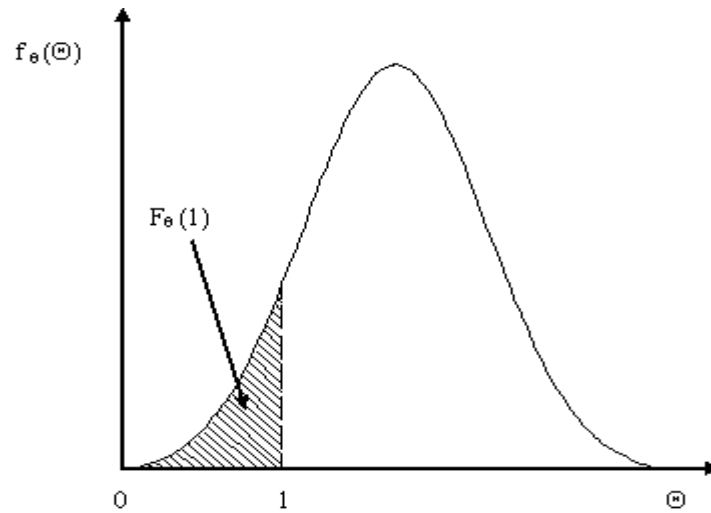


Figura 3.4 - Função Densidade de Probabilidade do Fator de Segurança.

No caso de uma estrutura ou componente em que a resistência R e o efeito do carregamento Q são variáveis aleatórias Lognormais e estaticamente independentes, isto é, $LN(\lambda_R, \zeta_R)$ e $LN(\lambda_Q, \zeta_Q)$, respectivamente, o fator de segurança $\Theta = R / Q$ também será uma variável Lognormal, $LN(\lambda_{\Theta}, \zeta_{\Theta})$, onde λ_{Θ} e ζ_{Θ} são dados por (ANG E TANG, 1990):

$$\lambda_{\Theta} = \lambda_R - \lambda_Q \quad e \quad \zeta_{\Theta} = \sqrt{\zeta_R^2 + \zeta_Q^2}. \quad (3.20)$$

A notação $LN(\lambda, \zeta)$ representa uma variável Lognormal com parâmetros λ e ζ .

A probabilidade de falha pode ser obtida pela seguinte equação:

$$P_F = F_{\Theta}(1,0) = \Phi\left(\frac{\ln 1,0 - \lambda_{\Theta}}{\zeta_{\Theta}}\right) = \Phi\left(\frac{-\lambda_{\Theta}}{\zeta_{\Theta}}\right). \quad (3.21)$$

Pela equação 3.21 pode ser observado que a confiabilidade é função da razão $\lambda_{\theta}/\zeta_{\theta}$, ou seja neste caso o índice de confiabilidade é dado por:

$$\beta = \frac{\lambda_{\theta}}{\zeta_{\theta}}. \quad (3.22)$$

Novamente, vale ressaltar que neste caso particular a probabilidade de falha P_F é calculada de forma exata.

3.3.3- Formulação de Primeira Ordem e Segundo Momento

O cálculo da probabilidade de sobrevivência (ou da probabilidade de falha) requer o conhecimento das distribuições $f_X(x)$ e $f_Y(y)$, ou da distribuição conjunta $f_{X,Y}(x,y)$. Conforme já mencionado, na prática, esta informação nem sempre está disponível ou é de difícil obtenção. Frequentemente as informações disponíveis podem ser suficientes apenas para avaliar o primeiro e segundo momentos; isto é, a média e a variância das respectivas variáveis aleatórias (e as covariâncias entre pares de variáveis). Nestes casos, uma medida prática da confiabilidade, baseada apenas nos dois primeiros momentos, deve ser desenvolvida. A seguir será apresentada a formulação conhecida na literatura como método de análise de confiabilidade de primeira ordem e segundo momento (*First Order Second Moment*, FOSM - ANG E TANG, 1990).

O suprimento e a demanda podem ser funções de várias outras variáveis. Para tais casos, o problema de suprimento versus demanda deve ser generalizado. No sentido mais amplo, a confiabilidade de um sistema (ou componente) pode ser definida como a probabilidade de desempenhar adequadamente a função planejada. O nível de desempenho dependerá obviamente das propriedades do mesmo. Neste contexto define-se a função de desempenho:

$$g(\mathbf{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_n), \quad (3.23)$$

onde $\mathbf{X} = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ é o vetor das variáveis básicas (ou de projeto), e a função $g(\mathbf{X})$ determina o desempenho ou estado do sistema (ou componente). A condição limite

pode ser definida como $g(\mathbf{X}) = 0$; segue, portanto, que $[g(\mathbf{X}) > 0]$ é o estado de segurança e $[g(\mathbf{X}) < 0]$ é o estado de falha. Geometricamente, a equação do estado limite, $g(\mathbf{X}) = 0$ é uma superfície n -dimensional (ou hipersuperfície) denominada “superfície de falha”.

Considerando-se um problema definido por n variáveis de projeto estatisticamente independentes, então as variáveis reduzidas são representadas por:

$$X'_i = \frac{X_i - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}}, \text{ sendo } i = 1, 2, \dots, n. \quad (3.24)$$

Neste caso, a equação do estado limite em função das variáveis reduzidas torna-se:

$$g(\sigma_{X_1} X'_1 + \mu_{X_1}, \dots, \sigma_{X_n} X'_n + \mu_{X_n}) = 0. \quad (3.25)$$

A FIG. 3.5 apresenta o estado de segurança e o estado de falha no espaço das variáveis reduzidas, X'_1 e X'_2 , (ou seja, $n = 2$). Pode ser observado que quando a superfície de falha se afasta da origem no espaço das variáveis reduzidas, a região de segurança (ou de falha) aumenta (ou diminui) correspondentemente. SHINOZUKA (1983) destaca que o ponto na superfície de falha com a menor distância à origem no espaço das variáveis reduzidas é o ponto mais provável de falha. Essa distância mínima pode ser usada como uma medida da confiabilidade.

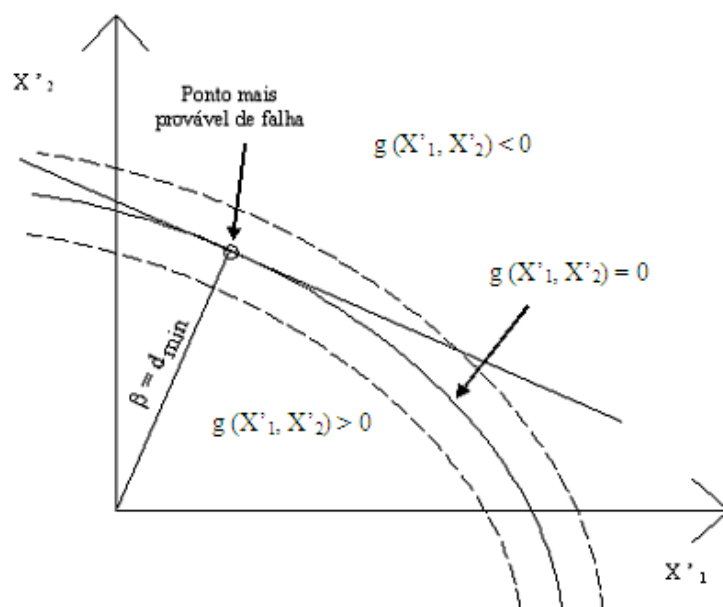


Figura 3.5 - Estado Seguro e Estado de Falha no Espaço das Variáveis Reduzidas.

A distância de um ponto $X' = (X'_1, X'_2, \dots, X'_n)$ à origem no espaço das variáveis reduzidas é dada por:

$$D = \sqrt{X'^2_1 + \dots + X'^2_n} = (\mathbf{X}'^T \mathbf{X}')^{1/2}. \quad (3.26)$$

O índice de confiabilidade, β , ou seja a distância do ponto de projeto $x'^* = (x^*_1, x^*_2, \dots, x^*_n)$ à origem no espaço das variáveis reduzidas é a solução do problema de minimização da função D , sujeita à restrição $g(\mathbf{X}) = 0$, ou seja, o ponto de projeto está na superfície de falha.

Pode-se demonstrar que o índice de confiabilidade, β , é dado por (ANG E TANG, 1990; MELCHERS, 1999):

$$\beta = \frac{-\mathbf{G}^{*T} \mathbf{X}'^*}{(\mathbf{G}^{*T} \mathbf{G}^*)^{1/2}}, \quad (3.27)$$

onde \mathbf{G} é o vetor gradiente dado por:

$$\mathbf{G} = \left(\frac{\partial g}{\partial X'_1}, \frac{\partial g}{\partial X'_2}, \dots, \frac{\partial g}{\partial X'_n} \right), \quad (3.28)$$

e \mathbf{G}^* é o vetor gradiente no ponto mais provável de falha $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$. Na forma escalar, a equação 3.27 pode ser representada como:

$$\beta = \frac{-\sum x_i^* \left(\frac{\partial g}{\partial X_i^*} \right)}{\sqrt{\sum \left(\frac{\partial g}{\partial X_i^*} \right)^2}}. \quad (3.29)$$

Na expressão acima as derivadas $\left(\frac{\partial g}{\partial X_i^*} \right)_*$ são avaliadas em $x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*$ e o ponto mais provável de falha é dado pela expressão (ANG e TANG, 1990):

$$\mathbf{X}'^* = \frac{-\mathbf{G}^* \beta}{(\mathbf{G}^{*T} \mathbf{G}^*)^{1/2}}. \quad (3.30)$$

Na forma escalar, a componente $X_i'^*$, da equação 3.30 pode ser representada por:

$$x_i'^* = -\alpha_i^* \beta; \quad i = 1, 2, \dots, n; \quad (3.31)$$

onde α_i^* é o co-seno diretor em relação do eixo x_i^* dado por:

$$\alpha_i^* = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial X_i^*} \right)_*}{\sqrt{\sum \left(\frac{\partial g}{\partial X_i^*} \right)^2}}. \quad (3.32)$$

Portanto o ponto mais provável de falha (ou ponto de projeto, como também é conhecido) é o ponto na superfície de falha com a distância mínima até a origem no espaço das variáveis reduzidas (ver FIG. 3.5 para o caso de duas variáveis básicas). Pode-se mostrar que o procedimento que conduz à menor distância, ou seja, ao índice de confiabilidade β , definido pela equação 3.27 (forma matricial) ou equação 3.29 (forma escalar), corresponde a uma linearização da função de desempenho no ponto mais provável de falha (ANG E TANG, 1990; MELCHERS, 1999). Pela linearização da

função de desempenho e pela utilização de informações apenas até o segundo momento das variáveis envolvidas, esta formulação é denominada método de análise de confiabilidade de primeira ordem e segundo momento (*First Order Second Moment*, FOSM).

3.3.4- Método de Confiabilidade de Primeira Ordem

Conforme visto no item anterior, o FOSM usa apenas informações relativas ao primeiro e segundo momentos das variáveis envolvidas, isto é, a média e a variância das respectivas variáveis aleatórias (e as covariâncias entre pares de variáveis). Assim, a medida de confiabilidade obtida é o índice de confiabilidade β definido pela equação 3.27 (forma matricial) ou equação 3.29 (forma escalar). Pode-se concluir, portanto, que o FOSM corresponde a um método de nível 2.

O cálculo da probabilidade de sobrevivência (ou da probabilidade de falha) requer o conhecimento das distribuições $f_X(x)$ e $f_Y(y)$, ou da distribuição conjunta $f_{X,Y}(x,y)$. No caso de variáveis básicas Normais, estatisticamente independentes e função de desempenho linear, pode-se mostrar (ANG E TANG, 1990) que a probabilidade de falha pode ser calculada de forma exata a partir do índice de confiabilidade β definido via equação 3.27 ou 3.29, ou seja:

$$P_F = \Phi(-\beta). \quad (3.33)$$

Os resultados obtidos pelo FOSM são consistentes com variáveis Normais. Para o caso mais geral, variáveis não normais devem ser transformadas em distribuições normais equivalentes e variáveis correlacionadas devem ser transformadas em variáveis estatisticamente independentes. Nestes casos mais gerais a probabilidade de falha é calculada de forma aproximada através de procedimentos iterativos (ANG E TANG, 1990).

Quando as distribuições de probabilidade das variáveis envolvidas são conhecidas e utilizadas no cálculo da probabilidade de falha, via obtenção da distância mínima do

ponto na superfície de falha até a origem no espaço das variáveis reduzidas, chega-se ao procedimento denominado Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (*First Order Reliability Method*, FORM). Esta distância mínima é obtida através dos procedimentos apresentados no item anterior, que conforme visto correspondem à linearização da função de desempenho no ponto mais provável de falha. Portanto, o FORM corresponde a um método de nível 3.

3.3.5- Simulação de Monte Carlo

Simulação é o processo de representação do mundo real baseado em um conjunto de hipóteses e modelos concebidos da realidade. Este processo pode ser executado teoricamente ou experimentalmente. A simulação teórica é normalmente executada numericamente, tendo se tornado uma ferramenta muito mais prática com o advento dos computadores. Assim como os métodos experimentais, a simulação numérica pode ser usada para a obtenção de dados que representem uma situação do mundo real (ANG e TANG 1990).

Para os propósitos de engenharia, a simulação pode ser usada para estudar a eficácia de um projeto. A partir de um conjunto de valores prescritos para os parâmetros (ou variáveis de projeto), o processo de simulação produz uma medida específica do desempenho da estrutura. Por meio de repetidas simulações a avaliação do desempenho da estrutura se torna mais precisa. Este procedimento de simulação pode ser usado para definir alternativas de projeto (ANG e TANG 1990).

A simulação de Monte Carlo envolve a repetição do processo de simulação, usando em cada simulação um conjunto particular de valores das variáveis aleatórias geradas de acordo com a correspondente distribuição de probabilidade. Repetindo-se o processo, uma amostra de soluções é obtida, sendo cada uma correspondente a um conjunto diferente de valores das variáveis aleatórias. Uma amostra obtida via simulação de Monte Carlo é similar a uma amostra de observações experimentais. Os resultados da simulação de Monte Carlo podem ser tratados estatisticamente e podem ser apresentados na forma de histogramas (ANG e TANG, 1990).

Geralmente as soluções obtidas por meio da simulação de Monte Carlo não são exatas (a menos que o tamanho de amostra seja infinitamente grande). Por se tratar de uma técnica de amostragem, ela está sujeita a erros de amostragem; portanto, para que seus resultados sejam mais precisos e confiáveis é necessária a utilização de amostras com grande número de elementos.

Dois itens são necessários para a realização da Simulação de Monte Carlo: (i) uma relação determinística para descrever a resposta da estrutura; (ii) as distribuições de probabilidade de todas as variáveis envolvidas no cálculo da resposta.

O uso da simulação de Monte Carlo na avaliação de um desempenho estrutural pode ser feito para:

- calcular as estatísticas (média, desvio padrão e tipo de distribuição) da resposta do sistema. Neste caso, primeiro é obtida uma amostra da resposta e uma distribuição de probabilidade é ajustada aos dados desta amostra; ou
- calcular a probabilidade de desempenho insatisfatório (probabilidade de falha). Neste caso uma função de desempenho é estabelecida e uma amostra dos possíveis cenários (falha ou sobrevivência) é obtida. O número de desempenhos insatisfatórios é contado e a probabilidade de falha é calculada como a taxa de desempenhos insatisfatórios, ou seja, o número de desempenhos insatisfatórios dividido pelo número de simulações. Por exemplo, se 10.000 simulações forem feitas e forem verificados desempenhos insatisfatórios (falha) em 10 casos, então a probabilidade de falha estimada é de 0,001.

Geração de Números Aleatórios

Uma tarefa básica na simulação de Monte Carlo é a geração de números aleatórios segundo a distribuição de probabilidade prescrita. A geração automática de números aleatórios segundo uma distribuição de probabilidade específica pode ser feita a partir

da geração de números aleatórios uniformemente distribuídos entre 0 e 1,0. Por transformações apropriadas obtêm-se então os números aleatórios correspondentes à distribuição de probabilidade prescrita. Esta é a base do método conhecido como método da transformação inversa. Este método pode ser compreendido por meio da FIG. 3.6, onde U são números aleatórios com distribuição de probabilidade $F_U(u)$ e X é a variável aleatória com distribuição de probabilidade prescrita $F_X(x)$.

Assim, se (u_1, u_2, \dots, u_n) é um conjunto de valores de U , o conjunto correspondente de números aleatórios para X é dado por:

$$x_i = F_X^{-1}(u_i); \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (3.34)$$

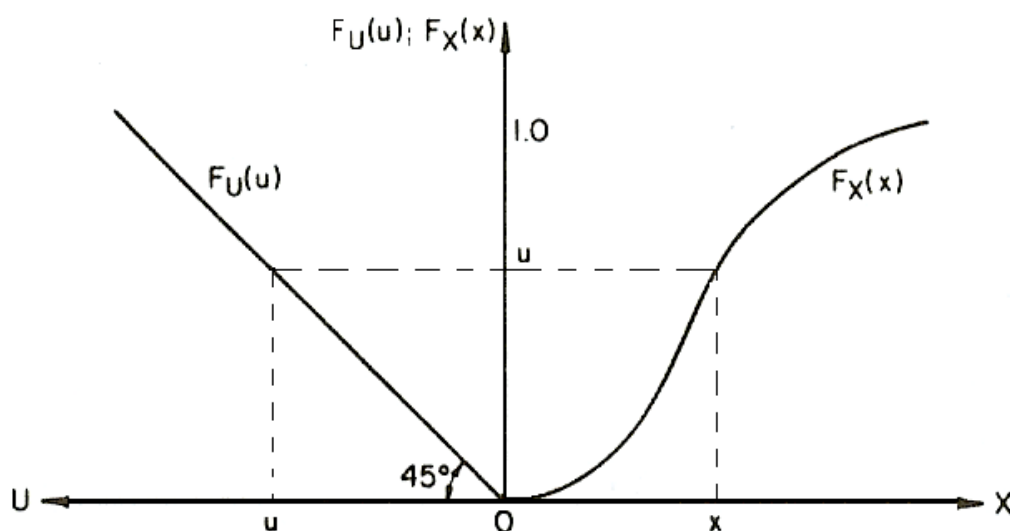


Figura 3.6 - Relação entre u e x .

Nos dias atuais, programas comerciais, como, por exemplo, o Matlab versão 7.10.0 (2010), oferecem funções específicas para a geração de números aleatórios segundo diversos tipos de distribuição de probabilidade. A disponibilidade de tais funções facilita em muito a implementação de procedimentos computacionais relativos à simulação de Monte Carlo. Informações e detalhes adicionais podem ser obtidos na documentação específica do programa.

Erro Associado ao Tamanho da Amostra

A simulação de Monte Carlo é freqüentemente usada para estimar a probabilidade de falha de um sistema. É desejável conhecer o erro sob uma probabilidade estimada, ou ainda, é desejável saber quantas simulações (tamanho da amostra) são requeridas para se obter certa segurança. Por aproximação da distribuição binomial com a distribuição normal, SHOOMAN (1968) desenvolveu a seguinte expressão para o erro percentual:

$$\%erro = 200 \sqrt{\frac{1 - P_F}{n P_F}}, \quad (3.35)$$

onde P_F é a probabilidade de falha estimada e n é o tamanho da amostra. Existe uma chance de 95% de que o erro percentual na probabilidade estimada esteja abaixo do valor obtida pela equação 3.35. Por exemplo, supondo que em 10.000 simulações foi obtida uma probabilidade de falha igual a 0,01, para esta probabilidade de falha a equação 3.35 fornece um erro percentual de 20%, isto é, a probabilidade de falha esta compreendida no intervalo 0,01 +/- 0,002. Se for desejado um intervalo mais estreito, por exemplo, 0,01 +/- 0,001, a operação inversa deve ser efetuada resultando em n igual a 39.600 simulações.

3.4- CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foi feita uma breve revisão dos conceitos e métodos da Confiabilidade Estrutural. Foram apresentados e discutidos métodos de nível 2 (FOSM) e nível 3 (FORM e simulação de Monte Carlo). Estes métodos foram classificados em cinco níveis distintos de acordo com a quantidade de informação usada e disponível sobre o problema estrutural. Atualmente as normas técnicas para projeto são de nível 1, sendo usualmente calibradas pelos níveis 2 e 3.

Como já existe uma literatura considerável sobre este tema, por exemplo, ANG e TANG (1990) e MELCHERS (1999), não se procurou aqui apresentar o problema em sua totalidade, mas sim de forma a permitir a compreensão dos requisitos básicos para a

utilização de cada método, suas premissas e limitações. O foco da revisão apresentada foi nortear a escolha do método de análise de confiabilidade mais adequado ao tratamento do problema em questão.

As variáveis básicas envolvidas no projeto de vigas de concreto armado com modo de falha por cisalhamento são a altura útil, resistência a compressão do concreto, taxa de armadura longitudinal, resistência da armadura transversal. E como as estatísticas dessas variáveis básicas podem ser estabelecidas, incluindo o tipo de distribuição associado a cada caso, métodos do nível 3 podem ser utilizados neste problema. Neste trabalho a simulação de Monte Carlo é utilizada para análise de confiabilidade de vigas de concreto armado.

4

CRITÉRIOS NORMATIVOS DE DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Neste capítulo são apresentados os critérios para dimensionamento ao cisalhamento em vigas de concreto armado da norma brasileira NBR 6118 (2007), o simplificado do ACI 318 (2008), o do EUROCODE 2 (2004), a simplificação permitida na norma canadense CSA A23.3-04 (2003) e a metodologia proposta por ZSUTTY (1971). Para os modelos da NBR 6118 e do ACI 318 são apresentados também as combinações de carregamento de cálculo, limites de resistência, os coeficientes de ponderação e as taxas de armadura balanceada.

Na descrição dos modelos de dimensionamento ao cisalhamento, alguns comentários foram inseridos com intuito de facilitar o entendimento dos mesmos. Ao final do capítulo é apresentada uma tabela agrupando os modelos com a finalidade de mostrar claramente as equações utilizadas no dimensionamento ao cisalhamento em vigas. Estas tensões últimas de cisalhamento calculadas serão depois comparadas às tensões de ruptura medidas em ensaios de vigas que compõem um banco de dados.

As combinações de carregamento de cálculo, limites na resistência dos materiais, coeficientes de ponderação e taxas de armadura balanceada do modelo I de

dimensionamento da NBR 6118 e do critério simplificado do ACI 318, serão utilizadas na análise de confiabilidade (capítulo 7).

4.1 – NORMA BRASILEIRA NBR 6118 (2007)

O dimensionamento ao esforço cortante em vigas de concreto armado segundo a NBR 6118 (2007) é realizado com base na analogia da treliça de Morsch com contribuição do concreto e ângulo de inclinação da biela variável. A NBR 6118 admite que a tensão de cisalhamento seja resistida, não só pela armadura transversal (A_{sw}), mas também pela contribuição do concreto, que engloba os mecanismos complementares aos da treliça (V_c). A soma da resistência ao cisalhamento do concreto, do efeito de pino ou de encavilhamento da armadura longitudinal e do engrenamento entre os agregados compõe a parcela V_c .

São apresentados dois modelos de dimensionamento ao esforço cortante para vigas, cabendo ao projetista a escolha entre um deles. O modelo I admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural; a parcela V_c é constante independente do esforço cortante de cálculo V_{sd} . No modelo II o ângulo θ de inclinação das diagonais de compressão é variável, porém limitado a valores entre 30° e 45° . A parcela V_c , por outro lado, passa a ser função do esforço cortante de cálculo V_{sd} , sofrendo redução com o aumento deste. Restrições ditadas pela arquitetura, condições de carregamento e economia de armadura, podem guiar a opção do projetista por um modelo de cálculo ou outro.

A NBR 6118 (2007) preconiza que uma seção transversal tem resistência satisfatória ao cisalhamento quando são verificadas, simultaneamente, as seguintes condições:

$$V_{sd} \leq \begin{cases} V_{Rd2} \\ V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \end{cases} \quad (4.1)$$

onde:

- V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo na seção;
- V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa ao esmagamento das diagonais comprimidas de concreto;

- V_{Rd3} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, igual a soma de V_{sw} (parcela absorvida pela armadura transversal) com V_c (parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares aos da treliça).

No dimensionamento ao esforço cortante é mais usual trabalhar-se com tensões do que com os esforços. Assim as tensões são calculadas dividindo-se os esforços solicitantes e resistentes de cisalhamento pelo produto $b_w \cdot d$, onde d é a altura útil da seção, medida em cm, e b_w é a menor largura da seção, também em cm, compreendida ao longo da altura útil d . Desta forma as equações acima ficam iguais a:

$$\tau_{wd} = \frac{V_{sd}}{b_w d} \leq \begin{cases} \tau_{Rd2} \\ \tau_{Rd3} = \frac{V_{Rd3}}{b_w d} = \tau_c + \tau_{sw} \end{cases} \quad (4.2)$$

4.1.1 - Modelo de Cálculo I ($\theta = 45^\circ$)

4.1.1.1 – Ruína por esmagamento da biela

A tensão solicitante de cálculo τ_{wd} deve ser menor que tensão resistente τ_{Rd2} (em MPa) referente à ruptura por esmagamento das diagonais comprimidas. Esta tensão resistente é dada por:

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} , \quad (4.3)$$

onde:

- f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto em MPa; e
- α_{v2} é um coeficiente adimensional, que representa o índice de fragilidade do concreto, dado por $(1 - f_{ck}/250)$, sendo f_{ck} em MPa.

Pode-se observar que α_{v2} diminui com o aumento da resistência característica à compressão do concreto e que a tensão τ_{Rd2} independe do ângulo de inclinação da armadura transversal.

4.1.1.2 – Ruína por Tração Diagonal

Contribuição dos mecanismos complementares

Em vigas com a linha neutra cortando a seção, a parcela τ_c (em MPa), correspondente aos mecanismos complementares, é dada por:

$$\tau_c = \tau_{c0} = 0,6 f_{ctd}, \quad (4.4)$$

onde f_{ctd} é a resistência à tração direta de cálculo do concreto, em MPa. Na falta de ensaios, é permitido que f_{ctd} seja avaliada por meio das seguintes relações:

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c ; \quad (4.5)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ctm}; \quad (4.6)$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}, \text{ (com } f_{ck} \text{ em MPa)}. \quad (4.7)$$

O coeficiente de minoração da resistência do concreto (γ_c) utilizado é normalmente igual a 1,4. Os demais termos têm o mesmo significado apresentado anteriormente.

Esforço cortante absorvido pela armadura

O valor da tensão a ser absorvida pela armadura transversal bem como a área desta armadura podem ser calculados por:

$$\tau_{wd} - \tau_c = \tau_{sw} = 0,9 (A_{sw} / b_w s) f_{ywd} (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha), \quad (4.8)$$

onde:

- A_{sw} é a área da seção transversal dos estribos, em cm²;
- s é o espaçamento dos estribos, em cm, medido segundo o eixo longitudinal da viga;
- b_w é a menor largura da seção, medida em cm;
- f_{ywd} é a tensão na armadura transversal, em MPa, limitada à tensão de escoamento de cálculo do aço no caso dos estribos e a 70% desse valor no caso de barras dobradas, não se tomando, para ambos os casos, valores superiores a 435 MPa;
- α é o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal da viga, podendo-se tomar $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

4.1.2 - Modelo de Cálculo II ($30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)

4.1.2.1 – Ruína por esmagamento da biela

O valor da tensão resistente de cálculo τ_{Rd2} (em MPa) referente à ruptura por esmagamento das diagonais neste caso é dada por:

$$\tau_{Rd2} = 0,54 \alpha_v f_{cd} \text{ sen}^2 \theta (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta). \quad (4.9)$$

Na expressão todos termos têm o mesmo significado já mencionado anteriormente.

4.1.2.2 – Ruína por Tração Diagonal

Contribuição dos mecanismos complementares

Em vigas com a linha neutra cortando a seção, a parcela absorvida pelos mecanismos complementares τ_c é dada por:

- $\tau_c = \tau_{c1} = \tau_{c0}$ para $\tau_{wd} \leq \tau_{c0}$
- $\tau_c = \tau_{c1} = 0$ para $\tau_{wd} = \tau_{Rd2}$,

interpolando-se linearmente para valores intermediários. Esta interpolação se traduz na seguinte relação:

$$\tau_c = \tau_{c1} = \tau_{c0} (\tau_{Rd2} - \tau_{wd}) / (\tau_{Rd2} - \tau_{c0}) \leq \tau_{c0}. \quad (4.10)$$

A FIG. 4.1, abaixo, ilustra a variação destes valores de τ_{c1} , referentes aos mecanismos complementares, em relação à tensão solicitante de cálculo (τ_{wd}):

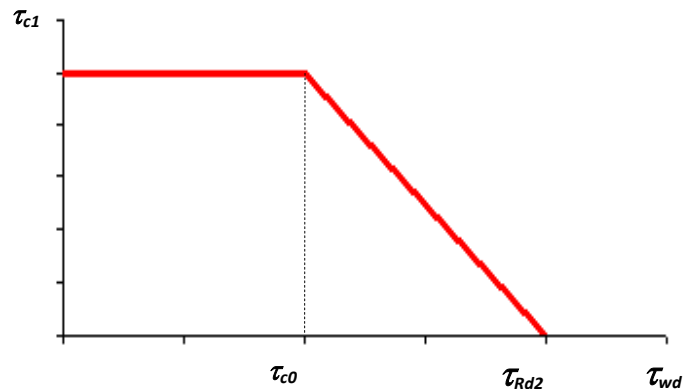


FIGURA 4.1 – Variação da Parcela Resistente da Tensão Complementar τ_{c1} .

Esforço cortante absorvido pela armadura

O valor da tensão a ser absorvida pela armadura transversal bem como a área desta armadura devem ser calculados por:

$$\tau_{sd} - \tau_{cl} = \tau_{sw} = 0,9 (A_{sw} / b_w s) f_{ywd} \text{ sen } \alpha (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta), \quad (4.11)$$

onde os termos têm o mesmo significado já mencionado anteriormente.

Independentemente do modelo utilizado, a NBR 6118 (2007) preconiza que todas as vigas submetidas à força cortante tenham uma armadura transversal mínima constituída por estribos, com taxa geométrica ρ_w dada por:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s \text{ sen } \alpha} \geq 0,02 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}, \quad (4.12)$$

onde f_{ywk} é a resistência ao escoamento do aço da armadura transversal, limitada a 500 MPa, e os demais termos têm o significado apresentado anteriormente.

4.1.3 – Limite na Resistência dos Materiais Utilizados

A resistência à compressão do concreto deve estar compreendida entre 20 e 50 MPa, no caso das vigas de concreto armado. Nos projetos de estruturas de concreto armado deve ser utilizado aço classificado pela NBR 7480 com valor característico da resistência de escoamento na classe CA-25, CA-50 e CA-60. Porém a tensão de cálculo na armadura transversal não deve ser superior a 435 MPa.

4.1.4 – Coeficientes de Ponderação das Resistências

As resistências de cálculo para concreto e aço são obtidas dividindo as resistências características dos materiais por coeficientes de ponderação γ_c e γ_s que assumem os valores de 1,4 e de 1,15, respectivamente.

4.1.5 – Condições de Ductilidade nas Vigas

Para assegurar a ductilidade das estruturas nas regiões de apoio das vigas, a posição da linha neutra no estado limite último, segundo a NBR 6118 (item 14.6.4.3), deve obedecer aos seguintes limites:

- a) $x/d \leq 0,50$ para concretos com $f_{ck} \leq 35$ MPa
 b) $x/d \leq 0,40$ para concretos com $f_{ck} > 35$ MPa.

O valor limite da relação x/d para seções normalmente armadas é obtido admitindo-se na ruptura que a máxima deformação de compressão no concreto ϵ_{cd} igual a $0,0035$ ocorra no mesmo instante em que a deformação de tração na armadura atinja o valor correspondente de escoamento ϵ_{yd} . Assim de acordo com a Fig. 4.2 tem-se:

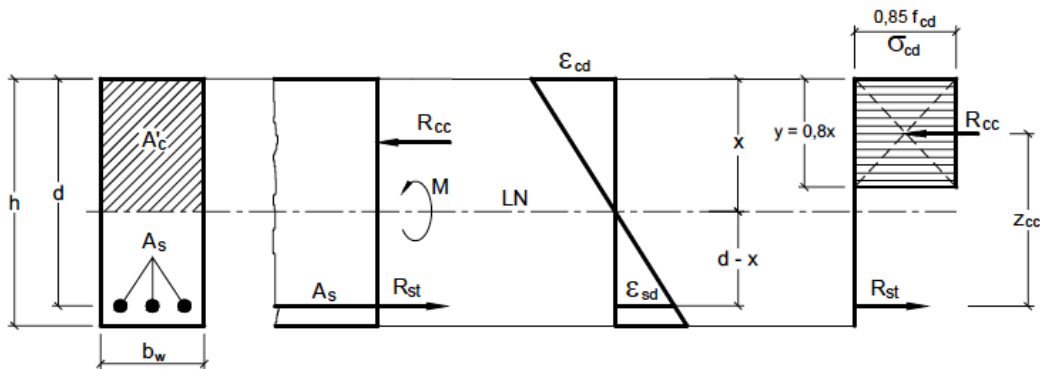


FIGURA 4.2 – Distribuição das deformações e blocos de tensões na seção transversal.

$$\frac{\epsilon_{cd}}{x} = \frac{\epsilon_{sd}}{d - x} \quad (4.13)$$

$$\frac{x}{d - x} = \frac{\epsilon_{cd}}{\epsilon_{sd}} \quad (4.14)$$

$$\therefore \frac{x}{d} \leq \frac{\epsilon_{cd}}{\epsilon_{cd} + \epsilon_{sd}} \quad (4.15)$$

Para aço CA 50, tem-se que:

$$\epsilon_{sd} = \epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{500/1,15}{210.000} = 0,00207 \quad (4.16)$$

Conseqüentemente, a posição limite da linha neutra para uma armadura balanceada fica igual a $\frac{x}{d} \leq 0,628$.

Observa-se, portanto, que a prescrição da NBR 6118 é conservadora ante esta posição da linha neutra para armadura balanceada: utiliza cerca de 65 % ou 80 % deste valor, conforme o caso.

Utilizando a relação de equilíbrio entre as resultantes de força de tração e compressão na seção (vide Fig. 4.2) tem-se:

$$R_{st} = R_{cc} \Rightarrow A_s \frac{f_{yk}}{1,15} = b_w \cdot 0,8x \cdot 0,85 \frac{f_{ck}}{1,4} \quad . \quad (4.17)$$

$$\frac{A_s f_{yk}}{b_w d} = \rho \cdot f_{yk} = 0,559 \cdot f_{ck} \cdot \frac{x}{d} \quad . \quad (4.18)$$

Portanto as taxas de armadura balanceada ficam iguais a:

$$\text{Para } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa com } \frac{x}{d} \leq 0,5 \Rightarrow \rho_{bal} \leq 0,28 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad . \quad (4.19)$$

$$\text{Para } f_{ck} > 35 \text{ MPa com } \frac{x}{d} \leq 0,4 \Rightarrow \rho_{bal} \leq 0,223 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad . \quad (4.20)$$

4.1.6 – Combinação de Carregamento de Cálculo

Para a análise de confiabilidade, as vigas neste estudo serão calculadas para a combinação de carga permanente (CP) com sobrecarga (SC). Assim, no caso da NBR 6118, será adotada a seguinte expressão:

$$\text{Carga de projeto} = 1,4 \text{ CP} + 1,4 \text{ SC} \quad . \quad (4.21)$$

4.2 – NORMA AMERICANA ACI-318 (2008)

O Comitê 318 do *American Concrete Institute* (ACI) prescreve que o dimensionamento ao esforço cortante em vigas seja feito com base na treliça clássica de Morsch, com a inclinação da biela $\theta = 45^\circ$, acrescida da contribuição do concreto. As equações de dimensionamento simplificado (equações 11-1, 11-2 e 11-3 da norma) são:

$$\phi V_n \geq V_u \quad , \quad (4.22)$$

$$V_n = V_c + V_s \leq 0,83 \sqrt{f'_c} b_w d \quad , \quad (4.23)$$

sendo:

- V_u o esforço cortante solicitante de cálculo na seção considerada, em kN;
- V_n o esforço cortante nominal resistente, em kN;

- ϕ o fator de ponderação do esforço resistente à força cortante, que assume o valor de 0,75 para vigas;
- V_c o esforço cortante resistido pelo concreto, em kN;
- V_s o esforço cortante resistido pela armadura transversal, em kN;
- f'_c é a resistência característica à compressão do concreto, em MPa, correspondente ao quantil de 10% e limitada a 69 MPa ($\sqrt{f'_c} < 8,3 \text{ MPa}$);
- b_w é a menor largura da seção, em centímetros (cm), compreendida ao longo de d ; e
- d é a altura útil da seção, em cm.

Reescrevendo as equações acima em termos de tensões (dividindo-se todos os termos pelo produto $b_w \cdot d$), tem-se:

$$\phi \tau_n \geq \tau_u = \frac{V_u}{b_w d}, \text{ e} \quad (4.24)$$

$$\tau_n = \tau_c + \tau_s \leq 0,83 \sqrt{f'_c}. \quad (4.25)$$

Para vigas, utiliza-se para a parcela τ_c (MPa) resistida pelo concreto, a seguinte relação:

$$\tau_c = 0,17 \sqrt{f'_c}, \text{ com } f'_c \text{ em MPa}. \quad (4.26)$$

Caso a tensão solicitante de cálculo τ_u exceda $\phi \tau_c$, uma armadura de cisalhamento deverá ser provida de modo a satisfazer as equações 4.24 e 4.25. Quando se utilizam estribos colocados perpendicularmente ao eixo longitudinal da viga, a tensão por eles resistida é calculada e limitada por:

$$\tau_s = \frac{A_v}{b_w s} f_y \leq 0,66 \sqrt{f'_c}, \quad (4.27)$$

onde:

- A_v é a área de armadura transversal (em cm^2) e corresponde à soma das áreas de todas as pernas verticais dos estribos no espaçamento s ;
- s é o espaçamento da armadura transversal, em cm;
- f_y é a tensão de escoamento da armadura transversal, limitada a 420 MPa.

A área de armadura transversal mínima A_v é igual a $0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y}$, respeitado ainda o limite mínimo de $0,35 \frac{b_w s}{f_y}$.

A equação 4.27 mostra que a contribuição dos estribos na resistência ao esforço cortante tem um valor limite. Este valor limite visa restringir a abertura das fissuras bem como prevenir a ruptura por esmagamento da diagonal comprimida de concreto.

4.2.1 – Limites nas Resistências dos Materiais Utilizados

A resistência à compressão do concreto deve estar compreendida entre 17,2 e 69 MPa, no caso das vigas de concreto armado. A tensão de escoamento da armadura transversal é limitada a 420 MPa.

4.2.2 – Fator de Ponderação da Solicitação Resistente

O fator de ponderação do esforço resistente, ϕ , para cisalhamento é 0,75 (ACI item 9.3.2.3).

4.2.3 – Condições de Ductilidade nas Vigas

O procedimento adotado é utilizar a taxas de armadura menores que a balanceada. Porém, no cálculo desta taxa de armadura balanceada, o ACI 318 considera a deformação máxima do concreto igual a 0,003 ocorrendo no mesmo instante em que a deformação na armadura tracionada atinja o valor correspondente de escoamento $\epsilon_{sd} = \frac{f_y}{E_s}$. Além disso, a profundidade y do diagrama retangular equivalente de tensão no concreto é igual a $0,85 x$.

Assim, a posição limite da linha neutra (vide Fig. 4.2) fica igual a:

$$\frac{x}{d} \leq \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}} \quad (4.28)$$

E a taxa de armadura balanceada:

$$\frac{A_s f_y}{b_w d} = \rho \cdot f_y = 0,723 \cdot f'_c \cdot \frac{x}{d} \quad (4.29)$$

$$\rho_{bal} \leq 0,723 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \frac{0,003}{\left(0,003 + \frac{f_y}{E_s}\right)} \quad (4.30)$$

A norma americana recomenda o uso de 75% da taxa de armadura balanceada. Portanto

$$\rho \leq 0,75 \cdot \rho_{bal} = 0,542 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \frac{0,003}{\left(0,003 + \frac{f_y}{E_s}\right)} \quad (4.31)$$

4.2.4 – Combinação de Carregamento de Cálculo

Para a análise de confiabilidade, as vigas neste estudo serão calculadas para a combinação de carga permanente (*CP*) com sobrecarga (*SC*). Assim, no caso do ACI 318, será adotada a seguinte expressão:

$$\text{Carga de projeto} = 1,2 \text{ CP} + 1,6 \text{ SC} \quad (4.32)$$

4.3 – NORMA EUROPÉIA EUROCODE 2 (2004)

O EUROCODE utiliza modelo de treliça com ângulo θ de inclinação da biela variável para dimensionamento ao esforço cortante em vigas de concreto armado. Para peças nas quais existe a necessidade de armadura de cisalhamento, esta norma faculta ao projetista a escolha do ângulo θ , desde que seu valor esteja compreendido entre 21,8° e 45°. A inclinação α da armadura de cisalhamento em relação ao eixo longitudinal da viga também é variável, situando-se entre 45° e 90°.

Para elementos não submetidos a forças axiais e com armadura transversal perpendicular ao eixo longitudinal ($\alpha = 90^\circ$), a tensão resistente de cisalhamento τ_{Rd} é o menor de dois valores, correspondentes, respectivamente, ao esmagamento das bielas ($\tau_{Rd,max}$) e ao escoamento da armadura transversal ($\tau_{Rd,s}$).

4.3.1 – Ruína por esmagamento das bielas

O valor da tensão resistente $\tau_{Rd,max}$ (em MPa) referente à ruptura por esmagamento das bielas é dado por:

$$\tau_{Rd,max} = 0,45 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \text{sen } 2\theta \quad , \quad (4.33)$$

onde:

- f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto em MPa;
- ν é um coeficiente de redução de resistência do concreto em função da fissuração provocada pelo esforço cortante, dado por

$$\nu = 0,60 \text{ se } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \quad , \quad (4.34)$$

$$\nu = \left(0,9 - \frac{f_{ck}}{200} \right) > 0,50 \text{ se } f_{ck} > 60 \text{ MPa} \quad . \quad (4.35)$$

Os demais termos têm o mesmo significado mencionado anteriormente.

4.3.2 – Ruína por escoamento da armadura transversal ($\alpha = 90^\circ$)

O valor da tensão resistente $\tau_{Rd,s}$ (MPa) referente à ruptura por escoamento da armadura transversal é dada por:

$$\tau_{Rd,s} = 0,90 \cdot \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \cdot f_{ywd} \cdot \cot g \theta \quad , \quad (4.36)$$

onde:

- A_{sw} é a área da seção transversal dos estribos, em cm^2 ;
- s é o espaçamento dos estribos, em cm;
- b_w é a menor largura da seção, medida em cm;
- f_{ywd} é a tensão de escoamento de cálculo na armadura transversal em MPa; e
- θ é o ângulo de inclinação das bielas comprimidas ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$).

O EUROCODE 2 limita o índice de contribuição da armadura transversal em:

$$\frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \leq \frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \nu f_{cd} \quad , \quad (4.37)$$

onde o significado dos termos são os mesmos já apresentados anteriormente.

Para as vigas onde a armadura transversal não é necessária, esta norma apresenta um modelo para cálculo da tensão resistida pelo concreto:

$$\tau_{RD,C} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}, \quad (4.38)$$

onde:

- f_{ck} é a resistência característica do concreto em MPa;
- a constante $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$, com d em milímetro;
- a taxa geométrica da armadura é igual a $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$; e
- o valor recomendado de $C_{Rd,C}$ é igual a $0,18 / \gamma_c$, com γ_c igual a 1,5.

4.4 - NORMA CANADENSE CSA A23.3 (2003)

Este modelo se baseia na teoria do campo de compressão modificado (*MCFT*). A forma simplificada em análise, descrita na cláusula 11-3.6.3 da norma canadense, considera que o esforço cortante é absorvido parte pelo concreto e parte pela armadura transversal. As equações em termos de tensões são:

$$\tau_n = \tau_c + \tau_{sw} \leq 0,25 \phi_c f'_c. \quad (4.39)$$

$$\tau_c = 0,9 \phi_c \lambda \beta \sqrt{f'_c}. \quad (4.40)$$

$$\tau_{sw} = 0,85 * 0,9 \rho_w f_y \cot g \theta, \quad (4.41)$$

onde:

- ϕ_c é o fator de resistência do concreto;
- λ é o fator que considera a densidade do concreto ($\lambda = 1$ para concreto de densidade normal);
- θ é o ângulo de inclinação da biela, fixo a 35° , considerando os limites de 400 MPa e 60 MPa respectivamente, para a tensão na armadura transversal, f_y , e para a resistência à compressão característica do concreto f'_c ;
- β é um fator que mede a habilidade do concreto fissurado em transmitir o esforço cortante através do engrenamento dos agregados, representada por uma

constante igual a 0,18, sempre que a armadura transversal existir em quantidade igual ou maior que o valor mínimo prescrito ($A_{v,min}$), dado por:

$$A_{v,min} = 0,06 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y}. \quad (4.42)$$

No caso das vigas sem estribos, utiliza-se a fórmula abaixo para descrição de β :

$$\beta = \frac{230}{1000 + 0.9 d}. \quad (4.43)$$

4.5 – CRITÉRIO DE ZSUTTY (1971)

O modelo de Zsutty é baseado numa análise de regressão de resultados de ensaios de vigas. O modelo admite que a tensão de cisalhamento é resistida pela armadura de cisalhamento e pela contribuição do concreto. Ele foi incluído neste estudo por ser um modelo que considera explicitamente o efeito da altura na formulação de dimensionamento. As equações em termos de tensões estão descritas abaixo:

$$\tau_n = \tau_c + \tau_{sw}. \quad (4.44)$$

$$\tau_{sw} = \rho_w f_y. \quad (4.45)$$

$$\tau_c = 0,543 \cdot (\rho_l f'_c)^{1/3} \left(\frac{d}{a}\right)^{4/3} \text{ se } \left(\frac{a}{d}\right) < 2,5. \quad (4.46)$$

$$\tau_c = 0,217 \cdot \left(\frac{d}{a} \cdot \rho_l f'_c\right)^{1/3} \text{ se } \left(\frac{a}{d}\right) \geq 2,5, \quad (4.47)$$

onde:

- ρ_l é a taxa geométrica de armadura longitudinal; e
- a é o vão de cisalhamento.

O significado dos demais termos são os mesmos já apresentados anteriormente.

4.6 - COMPARATIVO ENTRE OS MODELOS DE DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO

As formulações para o dimensionamento ao esforço cortante em vigas de concreto armado estão apresentadas na TAB. 4.1. Nesta tabela, as fórmulas prescritas por cada um dos modelos foram descritas considerando sempre os estribos perpendiculares ao eixo longitudinal da peça e os coeficientes de minoração de resistência iguais a 1. Todas as unidades de medida utilizadas na composição da tabela pertencem ao sistema métrico internacional, sendo o resultado das tensões de cisalhamento em megapascal (MPa).

Neste primeiro comparativo entre os modelos já se observa a falta de consenso entre os procedimentos de cálculo do esforço cortante. O modelo brasileiro e o europeu utilizam o modelo de treliça com variação do ângulo de inclinação das bielas de concreto, θ . No entanto, o brasileiro limita esta variação entre os limites de 30° a 45° e admite que existe contribuição do concreto, enquanto o modelo europeu limita θ entre 21,8° a 45° e prevê que todo esforço é absorvido pela armadura. O modelo americano simplificado emprega o modelo de treliça com contribuição do concreto e um valor constante de 45° para θ . O modelo canadense é baseado na teoria do campo de compressão simplificado e o modelo de Zsutty foi desenvolvido por análise de regressão de resultados de ensaios de vigas. A validade destes modelos também é limitada por diferentes valores de resistência à compressão do concreto.

Todos os modelos analisados, exceto o EUROCODE, prescrevem o cálculo da resistência ao cisalhamento como a soma entre as parcelas resistidas tanto pelo concreto quanto pela armadura transversal. Essa primeira parcela, genericamente denominada de parcela de contribuição do concreto, na realidade representa os mecanismos complementares aos da treliça, que consideram não só a resistência ao cisalhamento do concreto, como também o engrenamento dos agregados e o efeito de encavilhamento da armadura longitudinal. A dificuldade em se medir estes mecanismos pode ser a principal causa das diferenças entre os modelos analisados e talvez justifique o fato do EUROCODE não considerá-los nas vigas armadas transversalmente.

TABELA 4.1 – Modelos de Dimensionamento ao Esforço Cortante em Vigas com Estribos Perpendiculares ao Eixo Longitudinal ($\alpha = 90^\circ$) e coeficientes de minoração da resistência iguais a 1.

Normas		$\tau_{calc} = \tau_c + \tau_{sw}$ (MPa)		Notas
		τ_c (MPa)	τ_{sw} (MPa)	
NBR 6118	Modelo I	$\tau_c = \tau_{c0} = 0,126 (f_{ck})^{2/3}$	$\tau_{sw} = 0,9 \rho_w f_{ywd}$	$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$
	Modelo II	$\tau_c = \tau_{c0} \left(\frac{\tau_{Rd2} - \tau_{Sd}}{\tau_{Rd2} - \tau_{c0}} \right) < \tau_{c0}$ $\tau_{Rd2} = 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \text{ sen } 2\theta$ $\tau_{sd} = \tau_c + \tau_{sw}$	$\tau_{sw} = 0,9 \rho_w f_{ywd} \cot g \theta$	$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
ACI 318		$\tau_c = 0,17 \sqrt{f'_c}$	$\tau_{sw} = \rho_w f_y$	$f'_c < 70 \text{ MPa}$
EUROCODE 2		$\tau_c = 0^*$	$\tau_{sw} = 0,9 \rho_w f_{ywd} \cot g \theta$	$f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$ $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
CSA A23.3		$\tau_c = 0,9 \beta \sqrt{f'_c}$	$\tau_{sw} = 0,9 \rho_w f_y \cot g \theta$	$f'_c \leq 60 \text{ MPa}$ $\theta = 35^\circ$ $\beta = 0,18^{**}$
Zsutty		$\tau_c = 0,543 (f'_c \rho_l)^{1/3} (d/a)^{4/3}$	$\tau_{sw} = \rho_w f_y$	$a/d < 2,5$
		$\tau_c = 0,217 \left(f'_c \rho_l \frac{d}{a} \right)^{1/3}$	$\tau_{sw} = \rho_w f_y$	$a/d \geq 2,5$
<p>* - Para vigas sem estribos: $\tau_c = 0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$, $k = 1 + \sqrt{\frac{20}{d}}$ e $\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$</p> <p>** - Para vigas sem estribos: $\beta = \frac{230}{1000 + 0,9 d}$</p>				

5

ANÁLISE COMPARATIVA COM MODELOS NORMATIVOS

Com a finalidade de comparar diferentes modelos de cálculo entre si e com os resultados experimentais, a análise dos resultados foi sempre realizada para a razão entre as tensões experimentais e calculadas das vigas. Esta razão representa o erro do modelo de cálculo em relação ao resultado experimental, $\xi = \tau_{exp} / \tau_{calc}$. A tensão de ruptura τ_{exp} corresponde ao esforço cortante medido na ruptura da viga dividido pelo produto entre a menor largura da viga e sua altura útil. A tensão calculada, τ_{calc} , é a tensão de cisalhamento última referente ao modo de ruptura observado no ensaio e calculada segundo cada um dos modelos em estudo, descritos no capítulo 4.

As 514 vigas que formam o banco de dados foram divididas em dois grupos segundo a presença ou não de estribos. Nas vigas sem estribos, a resistência ao cisalhamento é atribuída a uma parcela, comumente referida apenas como parcela do concreto. Apesar de se referir apenas ao concreto, esta parcela representa os mecanismos complementares aos da treliça que englobam a resistência ao cisalhamento do concreto, o engrenamento dos agregados e o efeito de pino ou de encavilhamento na armadura longitudinal.

Para a análise do erro do modelo, os modelos de cálculo considerados são os da NBR 6118 (2007), do EUROCODE 2 (2004) e de Zsutty (1971), além dos modelos simplificados do ACI 318 (2008) e do CSA A23.3 (2003). Quando se utiliza o modelo II da NBR 6118 ou o EUROCODE 2 para cálculos da tensão de cisalhamento das vigas com estribos, foram utilizados os valores extremos de θ prescritos nos mesmos.

Os modelos analisados foram descritos no capítulo 4. As características do banco de dados experimentais e os valores das tensões calculadas de cada viga segundo cada um dos modelos em estudo, bem como os valores dos erros de cada modelo constam do Anexo I.

5.1 – METODOLOGIAS UTILIZADAS NA ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1.1 – Metodologia de Análise Proposta por BAZANT e YU (2008)

Com a finalidade de evidenciar o efeito da altura da viga nos modelos de dimensionamento ao esforço cortante do ACI 318 para vigas sem estribos, Bazant e Yu (2008) analisaram o banco de dados criado pelo comitê 445 do American Concrete Institute. Esta análise identificou dois tipos de tendências nos resultados:

- 1- a maior parte das vigas apresentou altura útil na faixa classificada como de pequena altura (< 50 cm);
- 2- os valores médios dos outros parâmetros de influência no dimensionamento da tensão de cisalhamento, tais como taxa de armadura longitudinal ρ_l e relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil a/d , apresentaram grandes diferenças dentro de diferentes intervalos de altura útil d .

Para minimizar essas tendências, estes autores propõem que primeiramente o banco de dados seja subdividido em intervalos de altura útil. Dentro de cada intervalo, o valor da maior altura útil d_f é o dobro do valor inicial d_i , ou seja, a variação em cada intervalo é igual a d_i do intervalo. Desta forma cada intervalo é constante na escala de $\log d_i$. Ao todo, foram 5 intervalos, d_i a d_f , com os seguintes valores de altura útil, em centímetros: de 7,5 a 15; 15 a 30; 30 a 60; 60 a 120; 120 a 240. Para que os valores médios de ρ_l e

a/d fossem aproximadamente iguais em todos os intervalos, vigas são retiradas de cada intervalo (filtragem) até igualar as médias da variável em questão em todos os intervalos. Com esta filtragem os valores médios de ρ_l e a/d são iguais em todos os intervalos e a tendência de um grande número de resultados de vigas com altura útil pequena (< 50 cm) é eliminada.

Os autores ainda ressaltam que a variável resistência do concreto f_c não precisa ser considerada como um parâmetro independente visto que ela está adequadamente representada na equação preconizada pelo ACI 318. Com base neste fato, uma variável do problema é reduzida, e indica o parâmetro $y = \tau_{exp} / \sqrt{f_c}$ ao invés de $y = \tau_{exp}$. Com isso a relação $\log(y = \tau_{exp} / \sqrt{f_c})$ versus $\log d$ apresenta homoscedasticidade (isto é, variância uniforme dos dados), que é condição necessária a uma boa regressão estatística.

5.2 – ANÁLISE DOS ERROS DOS MODELOS

5.2.1 – Vigas sem Estribos

Como não existe armadura transversal nas vigas, a resistência ao esforço cortante se reduz à parcela τ_c resistida pelo concreto. Nos modelos da NBR 6118, do ACI 318 e de Zsutty esta parcela representa a tensão de cálculo. Independente do modelo utilizado, a parcela τ_c não é função do ângulo θ de inclinação da diagonal comprimida de concreto. O EUROCODE 2 possui uma formulação própria para elementos sem armadura transversal, que também é independente do ângulo θ . A norma canadense, mesmo no procedimento simplificado, prescreve também uma fórmula particular para esses elementos, considerando explicitamente que existe diferença na habilidade do concreto fissurado em transmitir o esforço cortante através do engrenamento dos agregados quando não existem estribos. No capítulo 4 os modelos analisados estão descritos de forma mais detalhada. Na determinação da tensão calculada de ruptura τ_{calc} nenhum coeficiente de minoração de resistência dos materiais foi utilizado.

Os resultados calculados por cada um dos modelos foram confrontados com os experimentais através do erro, representado pela relação $\xi = \frac{\tau_{exp}}{\tau_{calc}}$. Assim, os valores de ξ significativamente maiores que 1 indicam que o modelo é excessivamente conservador e os valores bem menores que 1 revelam que o modelo é pouco apropriado ou não conservador. Fazem parte desta análise a média, a mediana, o desvio padrão *DP*, o coeficiente de variação *COV*, os valores mínimos e máximos encontrados na amostra. Esses valores compõem a TAB. 5.1 abaixo.

TABELA 5.1 – Estatísticas da Variável ξ para as Vigas sem Estribos (241 vigas)

Estatísticas de $\xi = \tau_{exp}/\tau_{calc}$	Vigas sem Estribos - Modelos de Dimensionamento				
	NBR 6118	EUROCODE 2	ACI 318	ZSUTTY	CSA A23.3
Média	0,87	0,94	1,24	1,01	1,03
Mediana	0,86	0,92	1,23	1,01	1,01
DP	0,3110	0,1717	0,4343	0,2701	0,3465
COV	35,62%	18,28%	34,99%	26,75%	33,64%
Mínimo	0,23	0,55	0,36	0,40	0,32
Máximo	2,01	1,79	2,86	2,30	2,35

Independente do modelo utilizado, uma primeira análise dos resultados mostra uma grande proximidade entre os valores das médias e medianas, indicando uma tendência das amostras para a distribuição normal. Os valores das médias indicam que o modelo mais conservador é o do ACI 318, seguido pelos do CSA A23.3 e de ZSUTTY. Os resultados desses dois últimos modelos são muito próximos, sendo este o procedimento de ZSUTTY o mais preciso. O coeficiente de variação indica que os resultados que apresentam menor dispersão em relação à média, ou maior precisão, são os obtidos com o modelo do EUROCODE. Dessa forma, o procedimento do EUROCODE pode ser considerado o modelo de cálculo que mais se aproxima dos resultados experimentais, apesar de não conservador (média < 1). Este modelo ainda apresenta o maior valor de mínimo e o menor de máximo, comparado aos demais modelos. A norma brasileira, por outro lado, além de ser o modelo menos conservador (menor média), também apresenta a maior dispersão dos resultados em relação à média e o menor valor mínimo.

COLLINS (2001) propõe uma classificação dos diferentes procedimentos normativos de dimensionamento ao esforço cortante em termos de uma escala de demérito. Considerando aspectos de segurança, de precisão e de economia, um escore é atribuído para cada faixa do valor de ξ , conforme mostra a TAB. 5.2. Este escore tem como base a idéia de que um valor de ξ menor que 0,5 é muito pior em termos de segurança que um acima de 2,0. Ao mesmo tempo, valores extremamente conservadores, por serem antieconômicos, são penalizados com o escore de valor 2, correspondente a uma relação classificada como de baixa segurança. O valor do demérito de cada procedimento é calculado por meio da soma dos produtos entre as porcentagens dos valores de ξ existentes em cada intervalo e o escore correspondente. Quanto maior o valor da soma total, pior é considerado o procedimento. A tabela 5.3 apresenta os resultados da análise segundo essa escala de demérito.

TABELA 5.2 – Escala de demérito de Collins

$\xi = \tau_{EXP}/\tau_{CALC}$	<i>Escore</i>	<i>Classificação</i>
< 0,50	10	Extremamente Perigosa
0,50 ---- 0,65	5	Perigosa
0,65 ---- 0,85	2	Baixa Segurança
0,85 ---- 1,30	0	Segurança Adequada
1,30 ---- 2,00	1	Conservadora
$\geq 2,00$	2	Extremamente Conservadora

TABELA 5.3 – Escala de Demérito do Erro dos Modelos para Vigas sem Estribos

Classificação de $\xi = \tau_{exp}/\tau_{calc}$		Percentual de vigas em cada faixa				
		NBR 6118	EUROCODE 2	ACI 318	ZSUTTY	CSA A23.3
Extremamente Perigosa	< 0,5	10	0	3	2	4
Perigosa	0,5 --0,65	14	3	5	6	10
Baixa Segurança	0,65 --0,85	24	25	10	17	19
Segurança Adequada	0,85 --1,3	43	68	41	63	48
Conservadora	1,3 --2	9	3	35	12	20
Extremamente Conservadora	≥ 2	0	0	6	0	0
Escala de Demérito		231	68	119	100	147

Os resultados mostram que o EUROCODE 2 é o único modelo a não apresentar valores de erro abaixo de 0,5 e o com menor percentual de valores abaixo de 0,65, apesar do expressivo percentual de 25% de resultados na faixa de baixa segurança. Assim como na análise das medidas estatísticas, este é o procedimento que possui o melhor desempenho, com o menor escore de demérito. O escore de demérito, do menor para o maior, classifica os modelos: EUROCODE 2, ZSUTTY, ACI 318, CSA A23.3 e NBR 6118. Os resultados com o modelo da norma brasileira obtiveram o pior desempenho, com o maior escore de demérito e maior percentual de resultados abaixo de 0,85, sendo o percentual de resultados abaixo de 0,5 muito superior aos dos demais critérios.

Análises parciais, visando verificar outras variáveis consideradas influentes no dimensionamento ao cisalhamento, foram realizadas. A verificação das equações de dimensionamento, descritas no capítulo 4, indica que os modelos consideram de forma distinta a influência da altura útil e da taxa de armadura longitudinal no cálculo da tensão de cisalhamento. A FIG. 5.1 ilustra a influência da altura útil, onde o grande número de vigas com altura útil em torno de 30 cm e o limitado número de vigas com esta altura maior que 60 cm também se destacam. A causa desta limitação se deve ao fato da elevada carga necessária para romper estas vigas, carga esta que não pode ser atingida pelos equipamentos existentes em diversos laboratórios. Com exceção do EUROCODE 2, o erro dos modelos ξ apresenta correlação inversa com a altura útil d . Neste sentido, também, é a correlação da altura útil com o aspecto conservador desses modelos: quanto maior a altura, menos conservador é o modelo.

A FIG. 5.2 mostra a influência da taxa de armadura longitudinal, ρ_l . No caso desta variável, o banco de dados não apresenta grande concentração de vigas em torno de um valor. Mas assim como no caso da altura útil, o EUROCODE 2 se destaca como o modelo que melhor descreve esta variável. Os erros dos demais modelos de cálculo apresentam correlação direta com ρ_l , conforme ilustram os gráficos dessa figura.

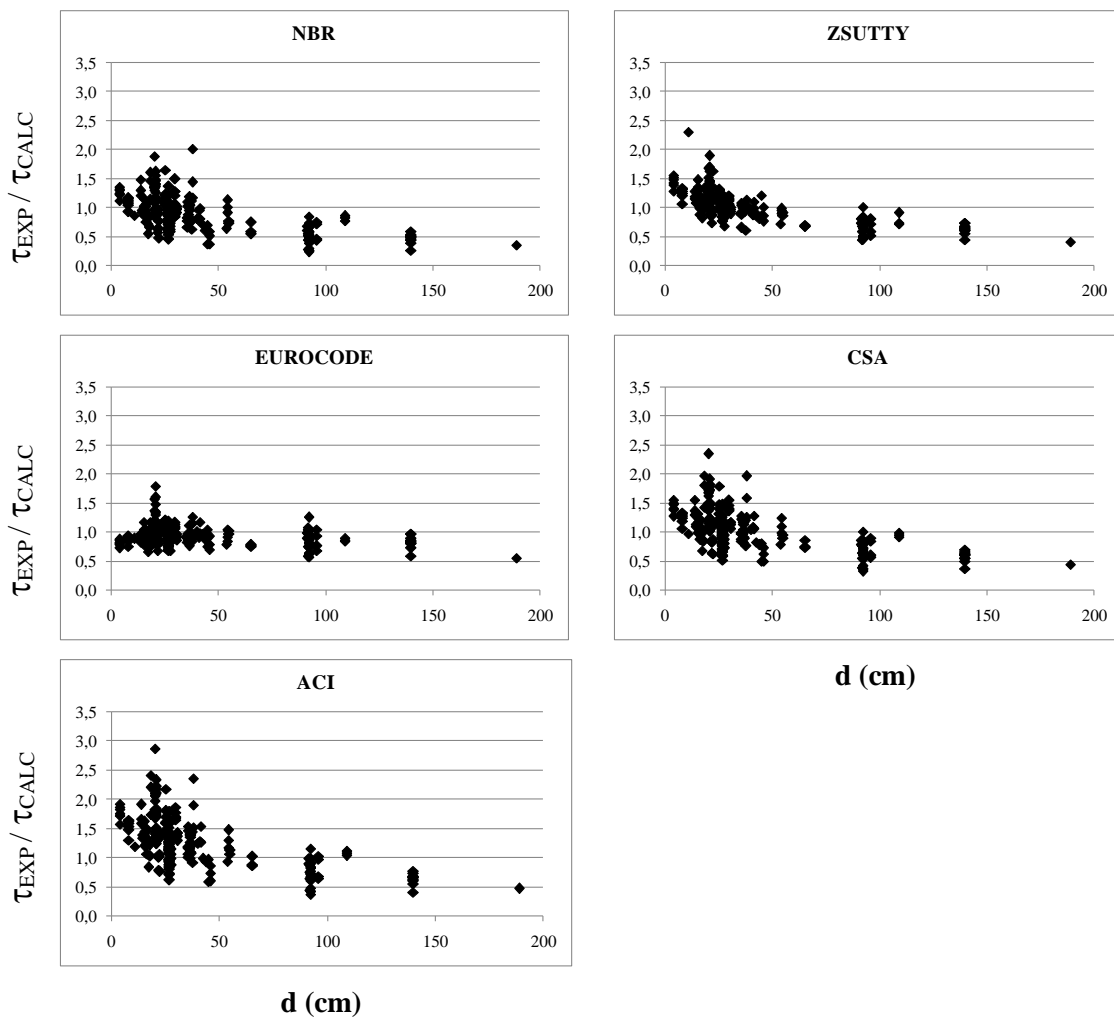


FIGURA 5. 1 - Influência da Altura Útil no Erro dos Modelos – Vigas sem Estribos

Com exceção do EUROCODE, todos os modelos apresentaram tendência em relação a estas duas variáveis (d e ρ_l). Esta tendência indica uma falha na descrição destas duas variáveis.

A influência da relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil, a/d , e da resistência característica do concreto, f_c , não foram detectadas nas análises parciais. Em 87% das vigas sem estribos que compõem o banco de dados, os valores de a/d variam entre 2,5 e 4,5 e, neste intervalo, a influência não foi relevante em nenhum dos modelos. No caso de f_c , existe uma boa distribuição dos valores desta variável na amostra com 77% destes entre 20 e 70 MPa. Isto indica que f_c está bem representada nos modelos de cálculo, apesar das diferenças entre os modelos de cálculo na descrição desta variável.

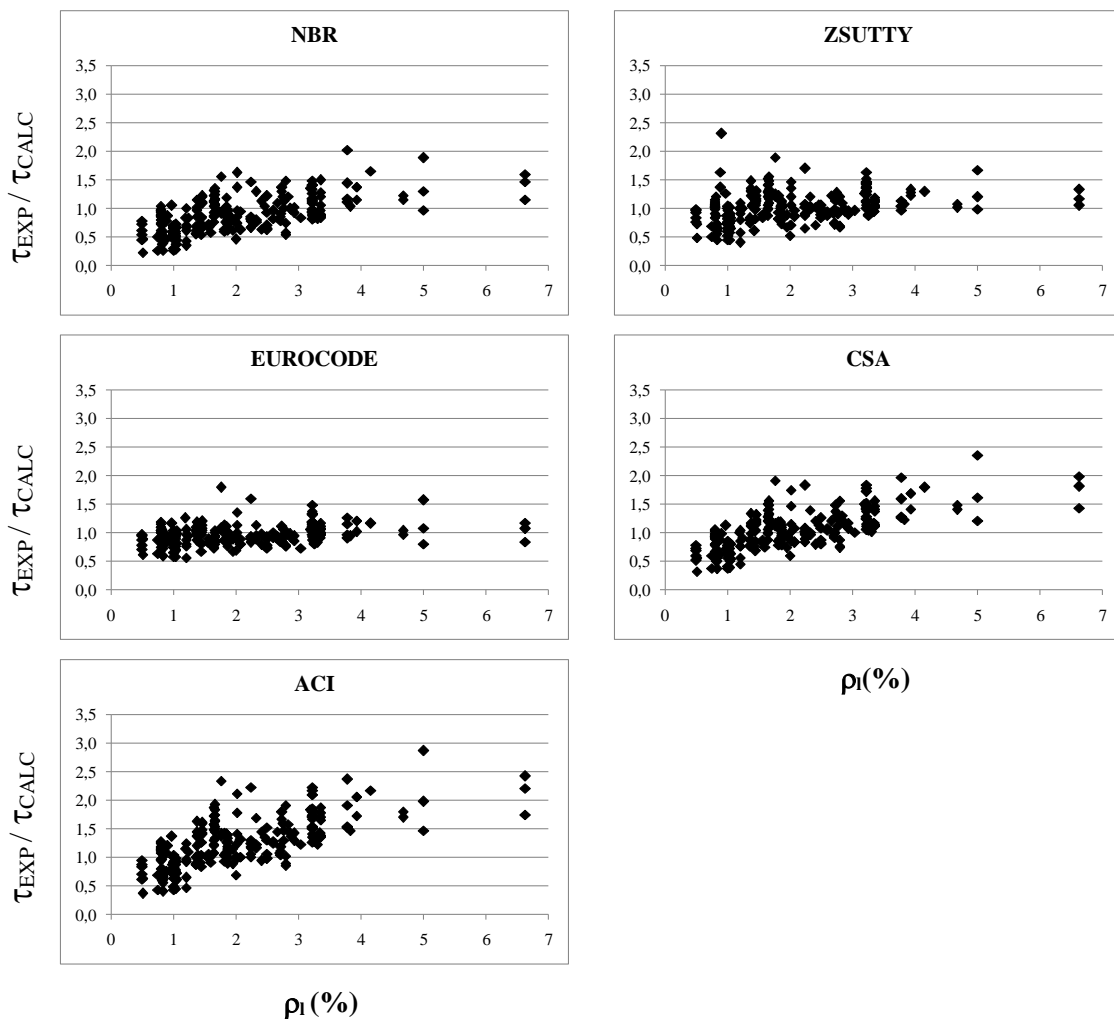


FIGURA 5.2 - Influência da Taxa de Armadura Longitudinal no Erro dos Modelos –Vigas sem Estribos

Com o intuito de conhecer e quantificar a influência da altura útil nos modelos de dimensionamento é que se introduz a metodologia proposta por BAZANT e YU (2008), descrita anteriormente. Ao dividir o banco de dados nos intervalos de altura útil, a grande concentração dos resultados experimentais com altura útil entre 15 e 30 cm é mais uma vez colocada em evidência, como mostra a FIG. 5.3. Esta figura ilustra também que a situação ideal para a análise estatística, de uma quantidade homogênea de exemplares em cada intervalo, não é atendida pelo banco de dados.

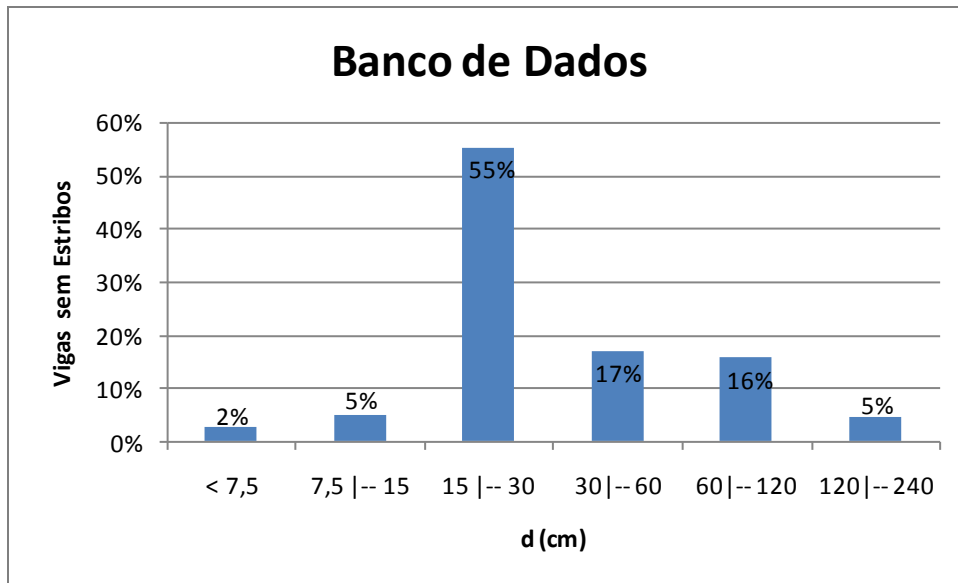


FIGURA 5.3 – Divisão das Vigas em Intervalos de Altura Útil - Vigas sem Estribos

A TAB. 5.4 apresenta a média e o coeficiente de variação dos parâmetros que afetam a resistência ao cisalhamento por faixa de altura útil. O grupo de 6 vigas com altura útil menor que 7,5 cm mostrado na tabela é de uma mesma publicação, BAZANT e KAZEMI (1991), onde os valores das variáveis são iguais ou similares, com pequena variabilidade. A análise revela valores médios bastante distintos, por exemplo, para a taxa de armadura longitudinal ($\rho_l = A_{sl}/b_w d$), para a relação (a/d) e principalmente para a tensão resistente (τ_{exp}), em cada intervalo de altura útil.

Considerando que a variável resistência à compressão do concreto é adequadamente descrita por todos os modelos, as tensões determinadas foram divididas pelo fator de resistência à compressão do concreto prescrito por cada modelo. Assim, dividem-se tanto as tensões experimentais quanto as calculadas por $(f_c)^{2/3}$ quando se analisam os resultados obtidos com os modelos da NBR 6118, $(f_c)^{1/3}$ para os do EUROCODE 2 e ZSUTTY e $(f_c)^{1/2}$ para os do ACI 318 e do CSA A23.3. Os resultados experimentais bem como os calculados estão representados nos gráficos das FIGURAS 5.4 e 5.5, onde a escala logarítmica é adotada nos dois eixos x e y , sendo $y = \log [\tau / (f_c)^{a/b}]$ e $x = \log d$, com d em centímetro.

TABELA 5.4 – Estatísticas das Variáveis por Faixa de Altura Útil -Vigas sem Estribos

<i>Medidas</i>		<i>d (cm)</i>					
		< 7,5	7,5 -- 15	15 -- 30	30 -- 60	60 -- 120	120 -- 240
<i>d (cm)</i>	média	4,10	10,80	23,46	40,55	91,89	144,45
	CoV (%)	0,85	26,36	17,99	17,48	9,87	10,23
<i>f_c (MPa)</i>	média	42,79	39,94	52,01	45,49	54,48	38,94
	CoV (%)	0,73	24,16	42,14	47,33	46,79	32,03
<i>ρ_l (%)</i>	média	1,65	1,90	2,25	2,29	1,43	0,86
	CoV (%)	0,85	29,91	57,27	37,82	48,12	12,92
<i>a/d</i>	média	3,00	5,06	3,59	3,87	2,93	2,89
	CoV (%)	0,00	118,14	33,23	32,56	25,27	0,31
<i>τ_{exp} (kN/cm²)</i>	média	0,19	0,16	0,16	0,13	0,09	0,06
	CoV (%)	7,07	11,53	40,04	24,20	23,56	13,43
<i>Nº de Vigas Analisadas</i>		6	12	133	41	38	11

Os resultados médios obtidos pela NBR 6118 e pelos modelos simplificados do ACI 318 e do CSA A23.3 são praticamente constantes, independentemente da faixa de altura útil da viga analisada. Portanto eles não acompanham a diminuição da resistência com o aumento da altura útil observada nos ensaios. O modelo que mais se aproxima dos resultados experimentais é o do EUROCODE 2, que embora apresente um resultado médio calculado maior que o valor médio experimental, acompanha a tendência dos resultados experimentais e possui menor dispersão em relação à média.

A TAB. 5.5 apresenta as medidas estatísticas dos erros dos diversos modelos de cálculo em cada uma das faixas de altura útil. E, mais uma vez, a formulação do EUROCODE 2 é classificada como a mais adequada, ou seja, o modelo em que os resultados calculados mais se aproximam dos resultados experimentais e com menor dispersão em relação à média.

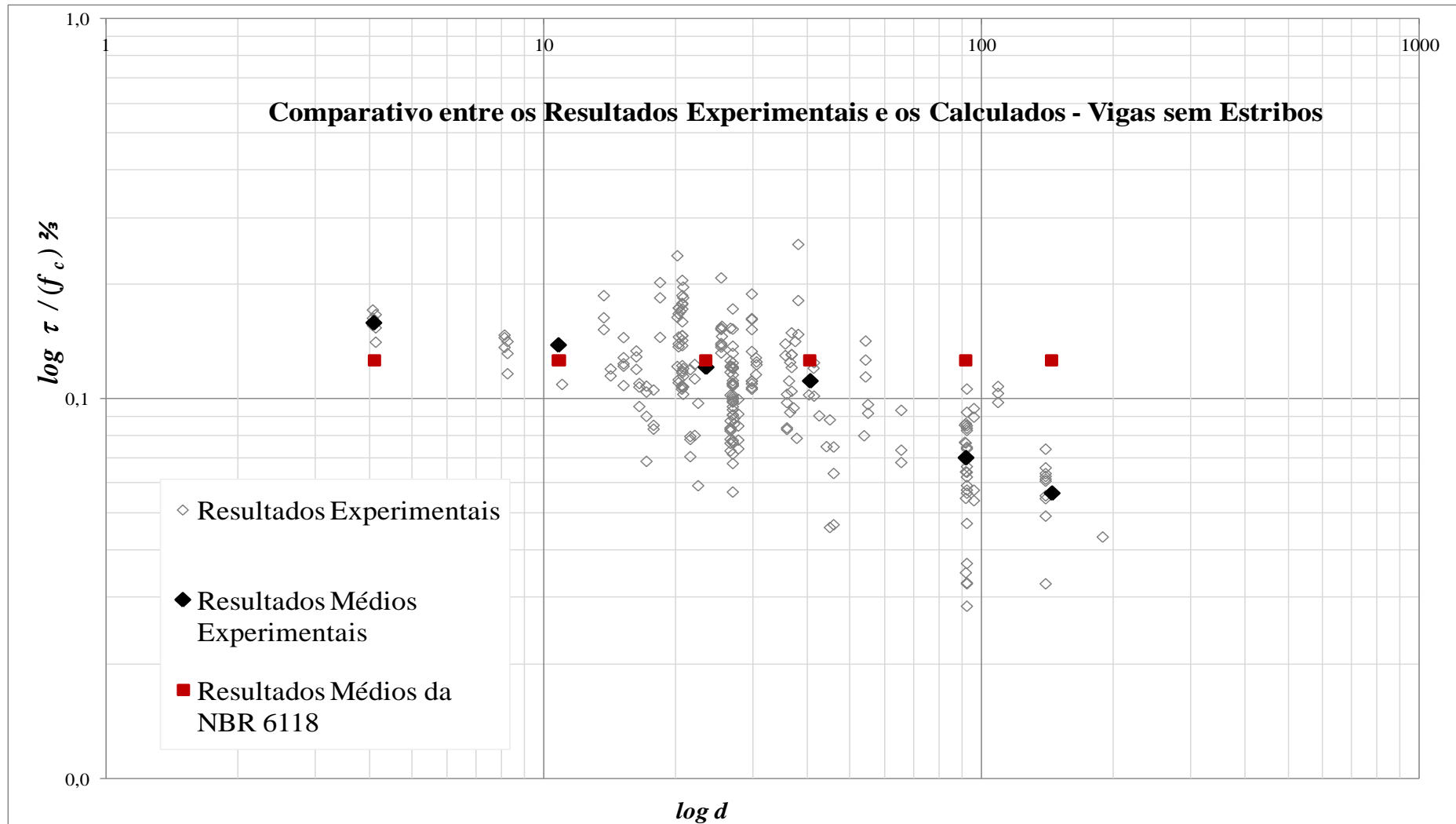


FIGURA 5.4 – Análise comparativa entre os resultados experimentais e os calculados pela NBR 6118 – Vigas sem Estribos

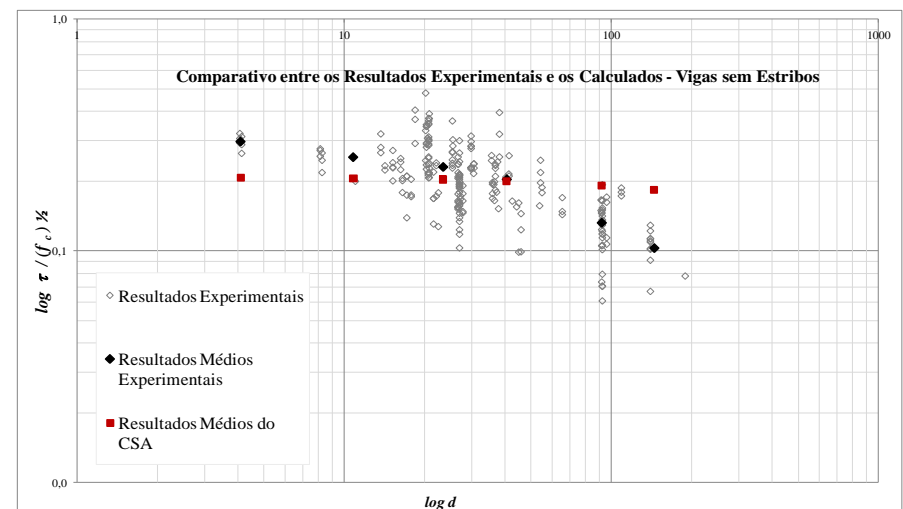
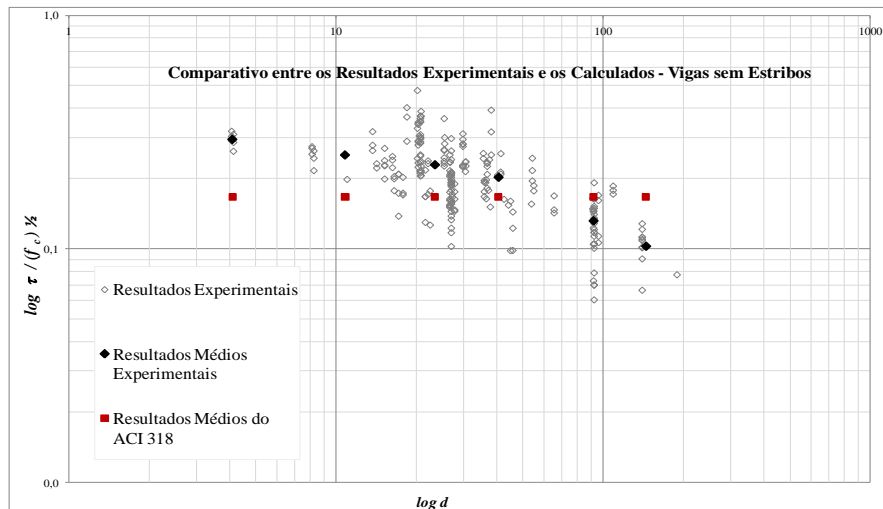
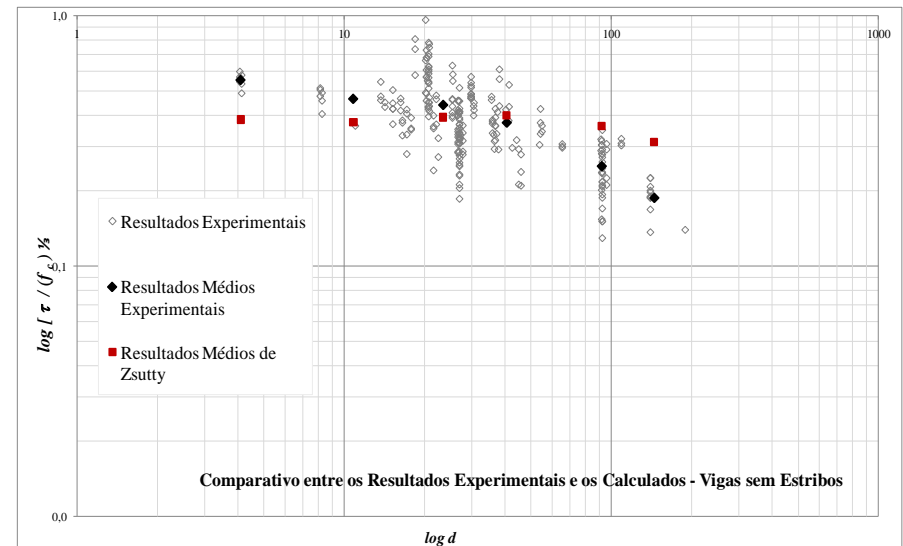
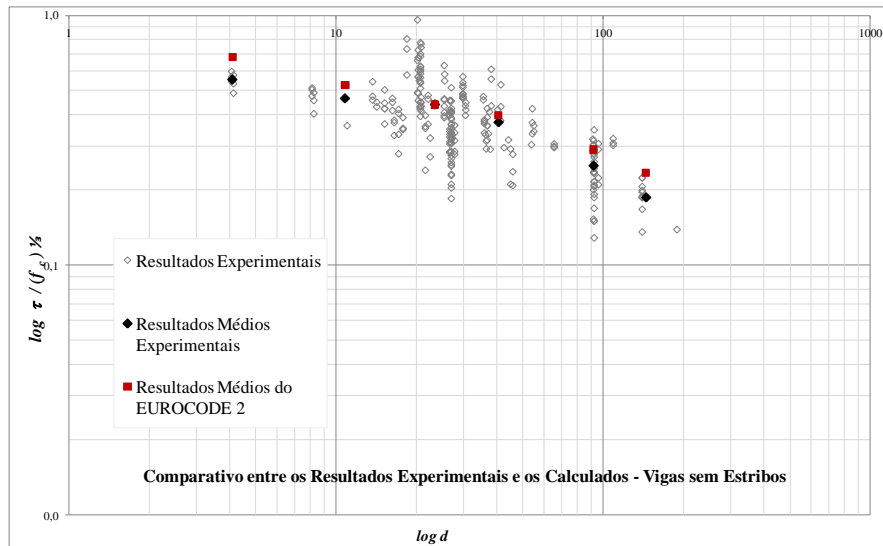


FIGURA 5.5 – Análise comparativa entre os resultados experimentais e os calculados pelo EUROCODE 2, ACI 318 CSA A23.3 e ZSUTTY – Vigas sem Estribos

TABELA 5.5– Medidas Estatísticas do Erro dos Modelos para Vigas sem Estribos Divididas em Intervalos de Altura

Medidas de τ_{EXP} / τ_{CALC}	Altura útil d (cm)					
	< 7,5	7,5 -- 15	15 -- 30	30 -- 60	60 -- 120	120 -- 240
NBR 6118						
Média	1,25	1,10	0,96	0,88	0,56	0,45
DP	0,09	0,18	0,28	0,29	0,17	0,09
COV (%)	6,83	16,21	28,90	32,61	30,00	20,23
EUROCODE 2						
Média	0,81	0,88	0,99	0,93	0,86	0,80
DP	0,05	0,06	0,19	0,11	0,15	0,13
COV	6,68	6,80	18,84	12,26	17,69	16,88
ACI 318						
Média	1,77	1,52	1,38	1,22	0,79	0,62
DP	0,12	0,19	0,41	0,32	0,21	0,11
COV	6,89	12,82	29,50	26,57	25,88	17,84
ZSUTTY						
Média	1,44	1,30	1,11	0,94	0,69	0,60
DP	0,10	0,33	0,21	0,12	0,12	0,11
COV	6,81	25,48	18,67	12,83	18,07	17,46
CSA A23.3						
Média	1,43	1,23	1,13	1,02	0,69	0,56
DP	0,10	0,16	0,33	0,27	0,18	0,10
COV	6,89	12,86	29,38	26,41	25,99	17,41

A distribuição percentual aproximada do erro do modelo ξ por faixas de altura útil d , bem como a avaliação deste pela escala de demérito, proposta por Collins, estão na TAB. 5.6. A análise desses resultados mostra que com o aumento da altura útil das vigas ocorre uma migração dos resultados de ξ para faixas de baixa segurança ($\xi \leq 0,85$) em todos os modelos. O modelo do EUROCODE 2 apresenta o menor escore total de demérito.

TABELA 5.6 – Distribuição percentual do Erro dos Modelos ξ por intervalo de altura útil – Vigas sem Estribos

	Altura útil d (cm)						Total
	< 7,5	7,5 -- 15	15 -- 30	30 -- 60	60 -- 120	120 -- 240	
nº vigas	6	12	133	41	38	11	241
ξ	NBR 6118						
< 0,5	0	0	2	5	34	73	
0,5 --0,65	0	0	10	12	32	27	
0,65 --0,85	0	0	24	32	31	0	
0,85 --1,3	67	92	51	46	3	0	
1,3 --2	33	8	13	3	0	0	
≥ 2	0	0	0	2	0	0	
Demérito	33	8	129	180	563	864	
ξ	EUROCODE 2						
< 0,5	0	0	0	0	0	0	
0,5 --0,65	0	0	0	0	13	18	
0,65 --0,85	67	25	22	22	29	46	
0,85 --1,3	33	75	72	78	58	36	
1,3 --2	0	0	6	0	0	0	
≥ 2	0	0	0	0	0	0	
Demérito	133	50	50	44	124	182	
ξ	ACI 318						
< 0,5	0	0	0	0	13	18	
0,5 --0,65	0	0	1	5	13	27	
0,65 --0,85	0	0	5	3	26	55	
0,85 --1,3	0	8	43	56	48	0	
1,3 --2	100	92	41	34	0	0	
≥ 2	0	0	10	2	0	0	
Demérito	100	92	74	68	250	427	
ξ	ZSUTTY						
< 0,5	0	0	0	0	11	18	
0,5 --0,65	0	0	0	5	16	55	
0,65 --0,85	0	0	6	7	68	27	
0,85 --1,3	17	75	78	88	5	0	
1,3 --2	83	17	16	0	0	0	
≥ 2	0	8	0	0	0	0	
Demérito	83	33	28	39	321	509	
ξ	CSA A23.3						
< 0,5	0	0	0	5	13	27	
0,5 --0,65	0	0	4	2	29	55	
0,65 --0,85	0	0	16	20	34	18	
0,85 --1,3	17	67	52	68	24	0	
1,3 --2	83	33	27	5	0	0	
≥ 2	0	0	1	0	0	0	
Demérito	83	33	80	105	345	582	

Os resultados obtidos após o processo de filtragem, isto é, quando se mantêm fixos os valores médios das variáveis taxa de armadura longitudinal ρ_l e relação a/d estão apresentados nos gráficos das FIGURAS 5.6 a 5.10, para cada um dos modelos em estudo. Nestas figuras, os resultados sem o uso de filtro foram repetidos para facilitar a análise comparativa. No filtro de número 1, os valores médios de ρ_l e a/d são, respectivamente, 1,66 e 2,98. No filtro número 2 estes valores são 1,91 e 3,13 e no de número 3, 2,48 e 3,07. Apesar de não haver diferença significativa nos valores médios de a/d , os valores médios da taxa de armadura longitudinal apresentam diferenças significativas de um filtro para outro.

Independente do filtro utilizado, as tensões experimentais $\left[\tau_{exp} / (f_c)^{x/y} \right]$ apresentam uma correlação inversa com a altura útil d . O modelo do EUROCODE 2 é o único a apresentar uma correlação similar, embora os resultados médios calculados sejam maiores que os valores experimentais médios. Os outros modelos de cálculo analisados não representam esta tendência entre os resultados experimentais e a variável d , justificando o número crescente de resultados calculados maiores que os experimentais com o aumento da altura útil das vigas.

Estes resultados corroboram mais uma vez a tendência de diminuição da resistência real com o aumento da altura útil das vigas de concreto armado. Comprovam também que esta correlação inversa ocorre independente dos valores assumidos pelas variáveis ρ_l e a/d dentro do banco de dados.

O fato dos resultados experimentais apresentarem a mesma tendência independente do filtro utilizado e mesmo na sua ausência, indica que a influência da altura útil, d , é muito maior que a das variáveis ρ_l e a/d .

A conclusão deste tópico é que existe uma indiscutível tendência de diminuição da resistência das vigas de concreto armado com o aumento da sua altura útil e que os modelos de cálculo aqui em estudo não traduzem esta tendência de forma segura.

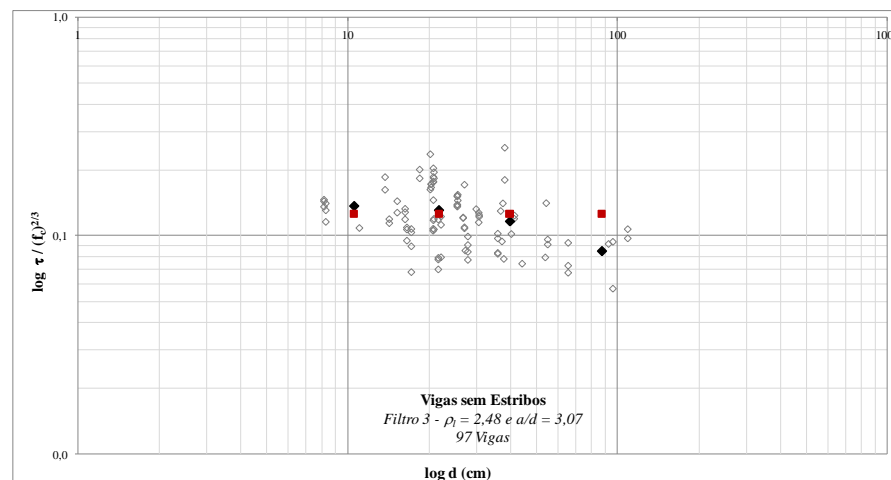
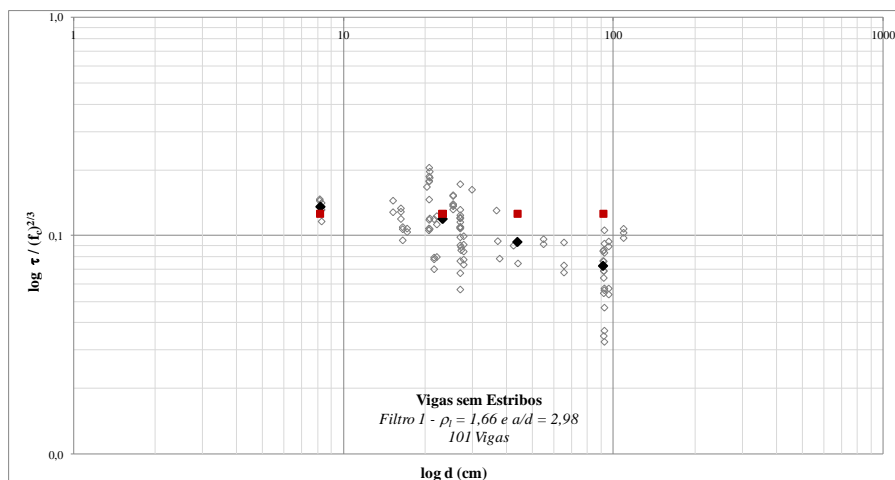
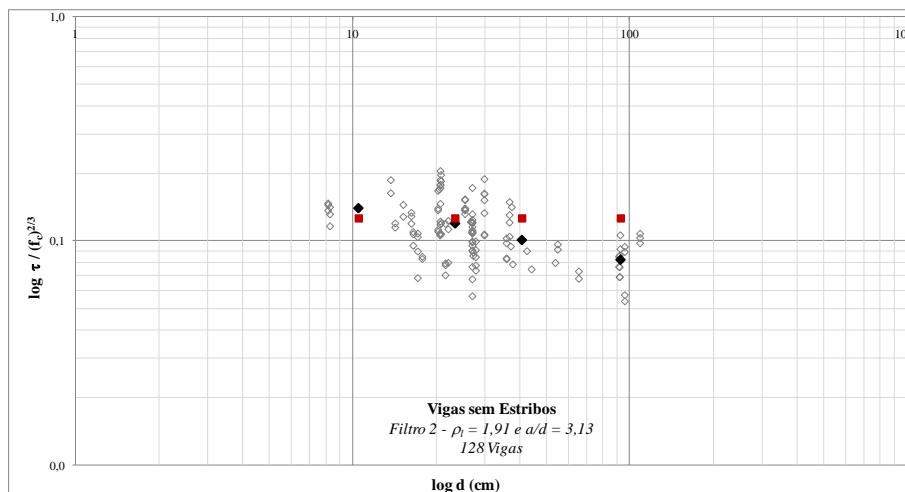
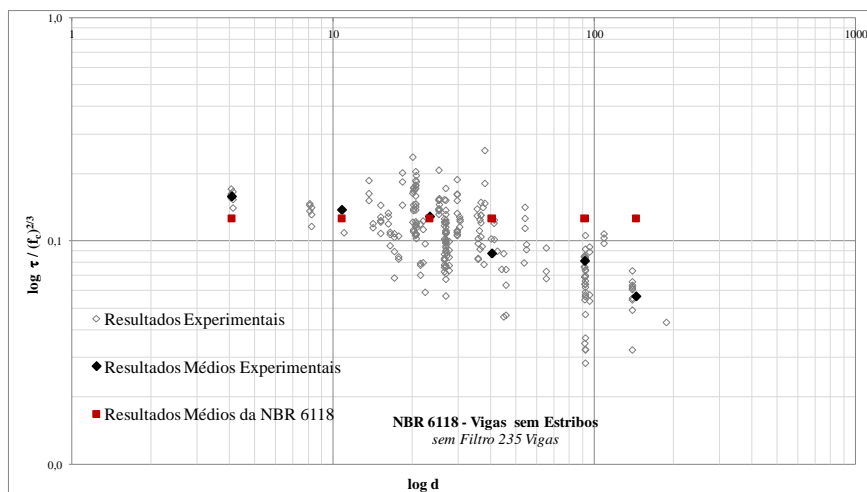


FIGURA 5.6 – Análise comparativa com a formulação da NBR 6118 – Influência da altura útil para vigas sem estribos com e sem aplicação de filtro.

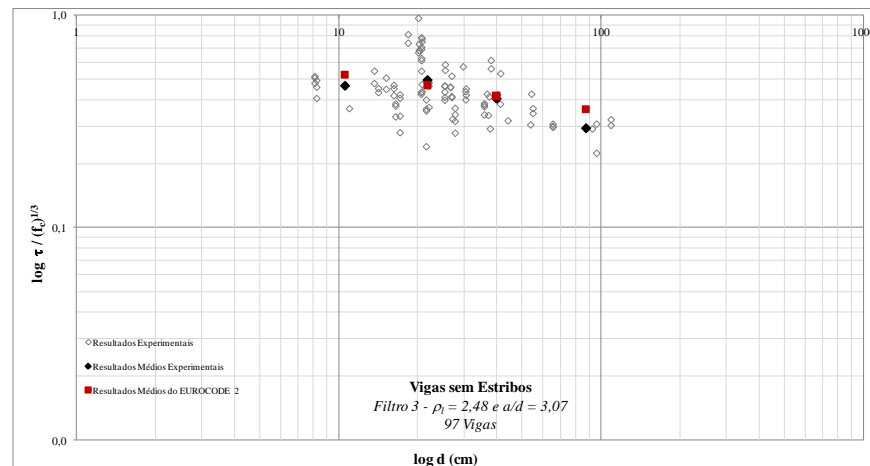
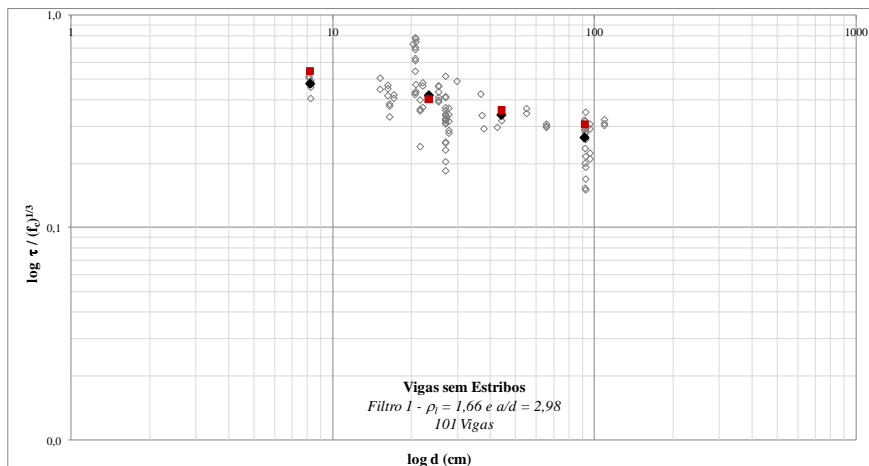
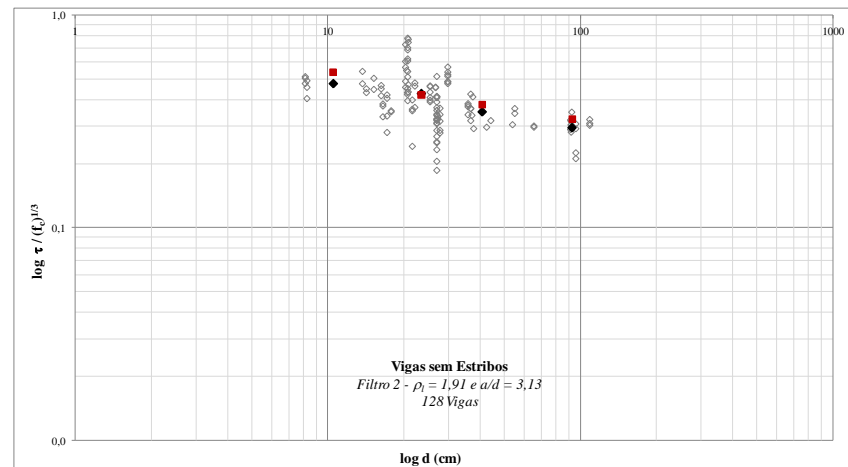
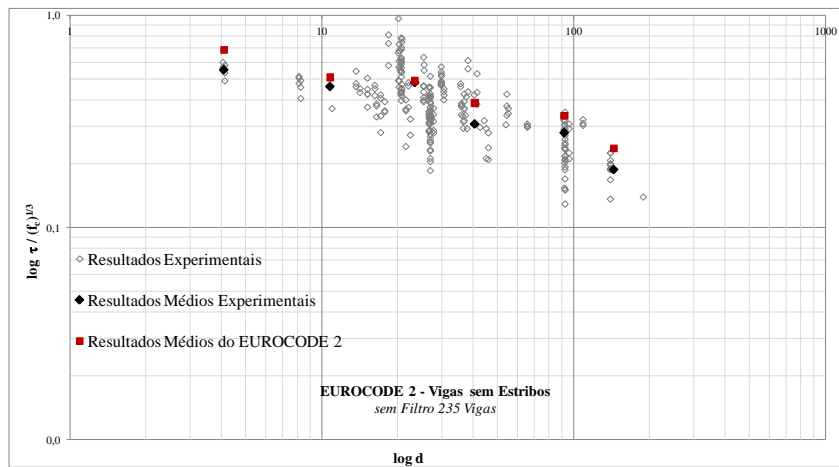


FIGURA 5.7 - Análise comparativa com a formulação do EUROCODE 2 – Influência da altura útil para vigas sem estribos com e sem aplicação de filtro

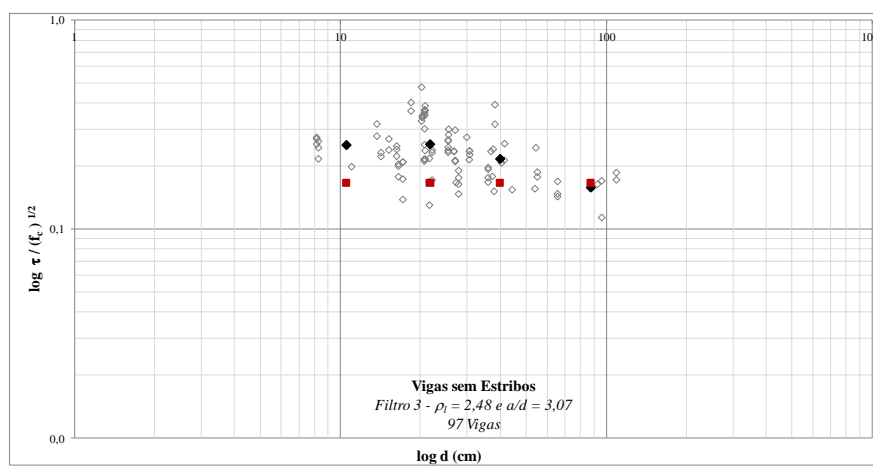
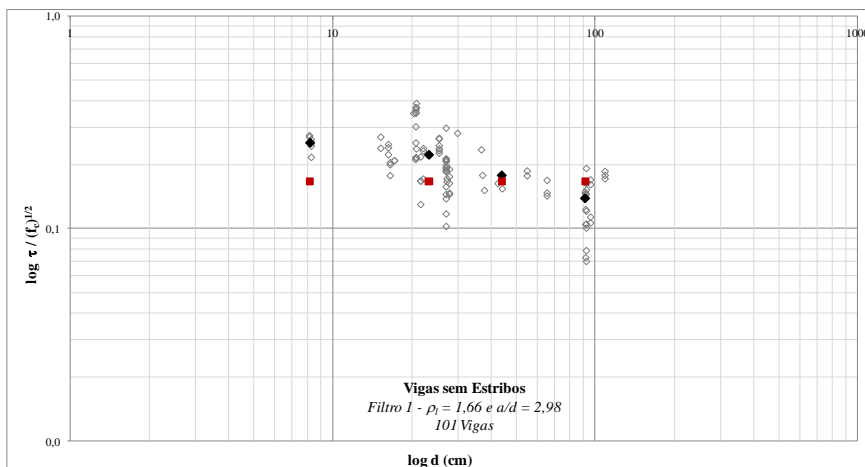
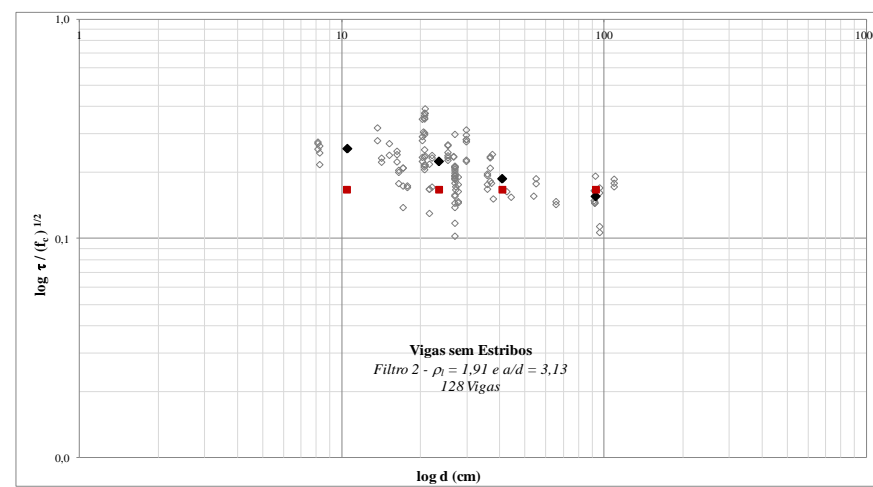
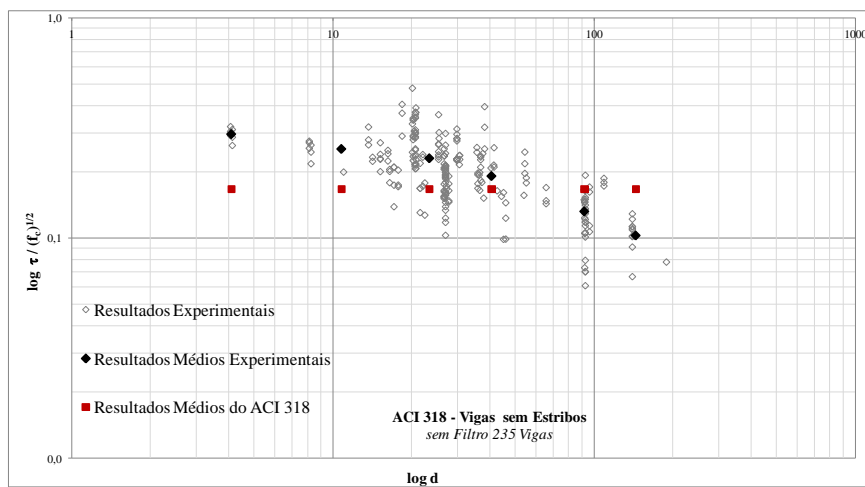


FIGURA 5.8 – Análise comparativa com a formulação do ACI 318 – Influência da altura útil para vigas sem estribos com e sem aplicação de filtro.

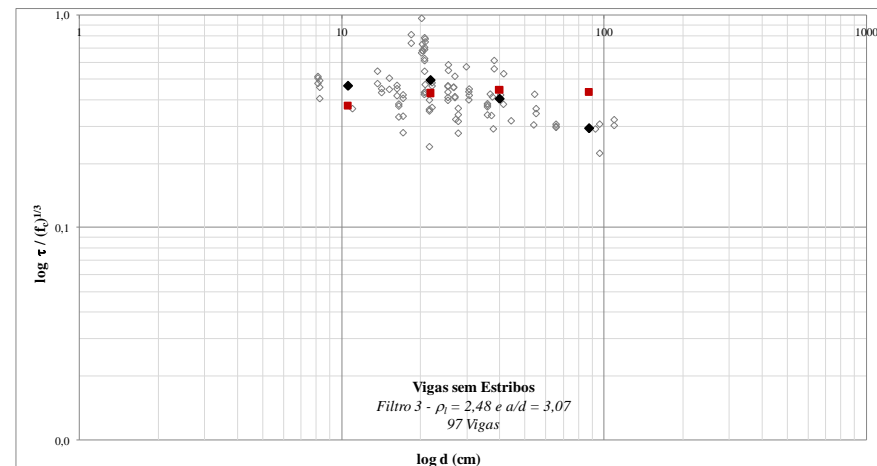
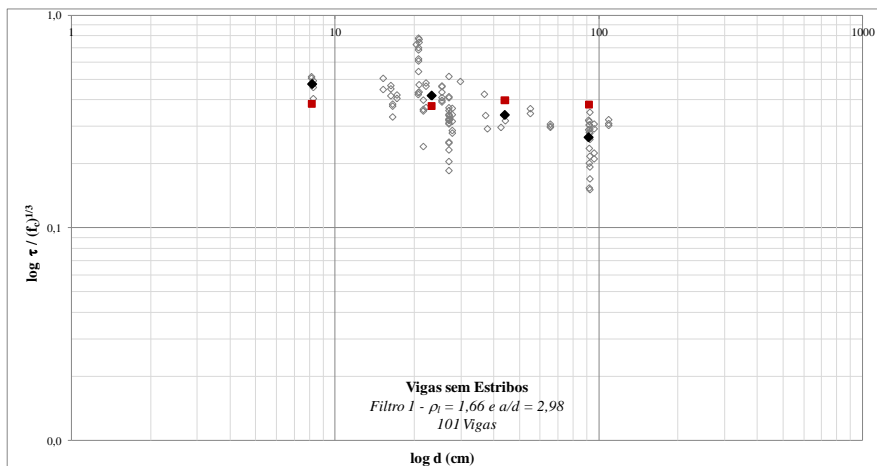
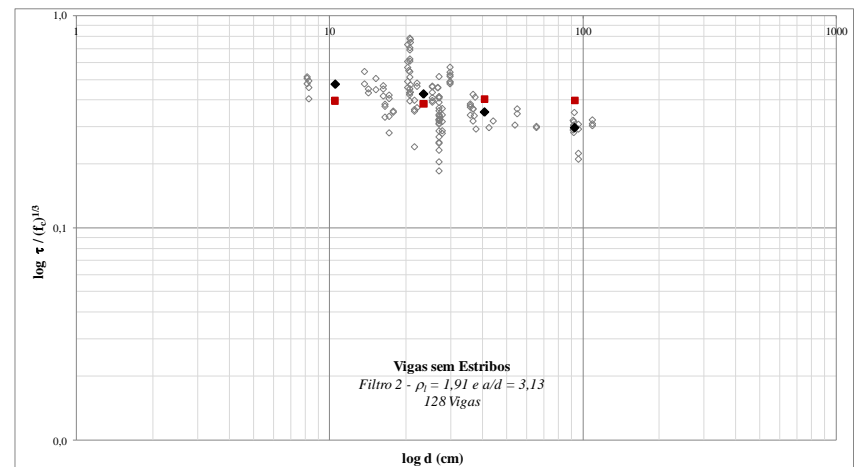
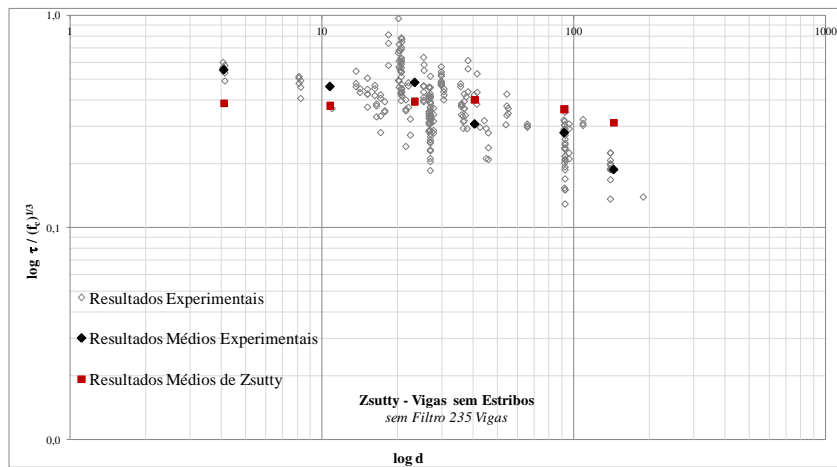


FIGURA 5.9 – Análise comparativa com a formulação de ZSUTTY – Influência da altura útil para vigas sem estribos com e sem aplicação de filtro

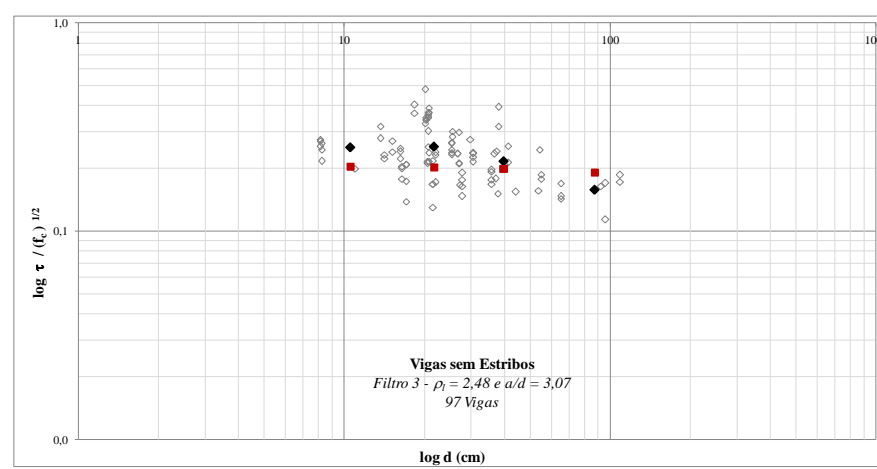
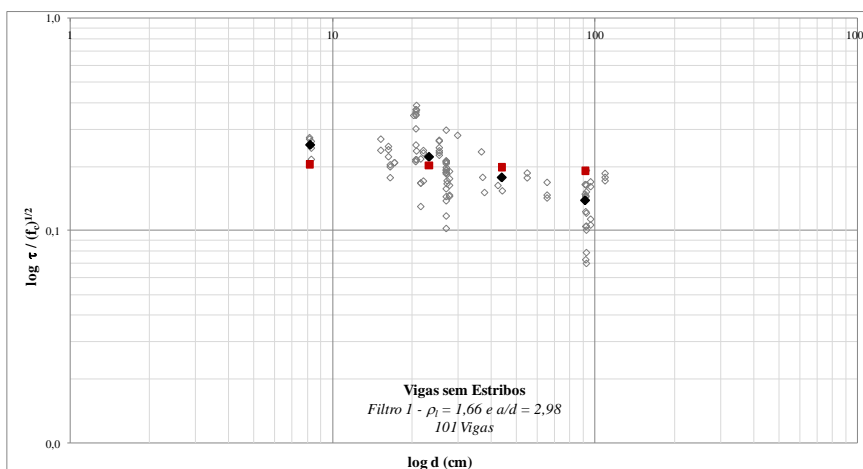
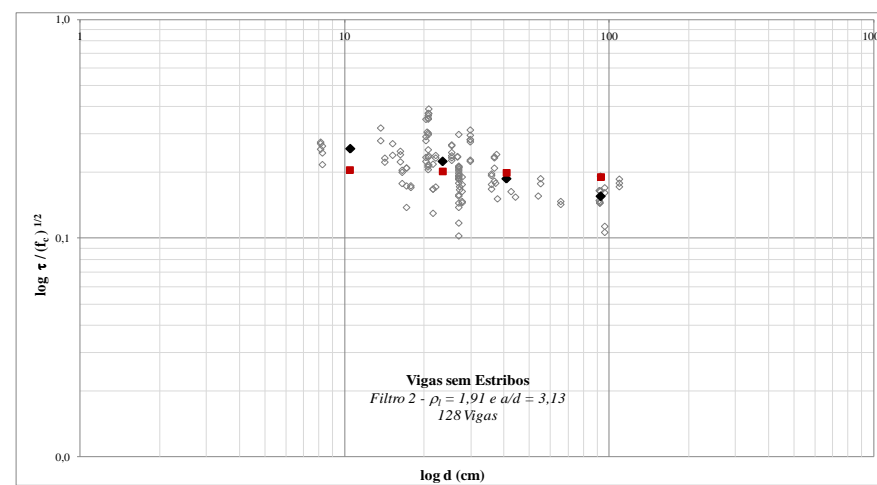
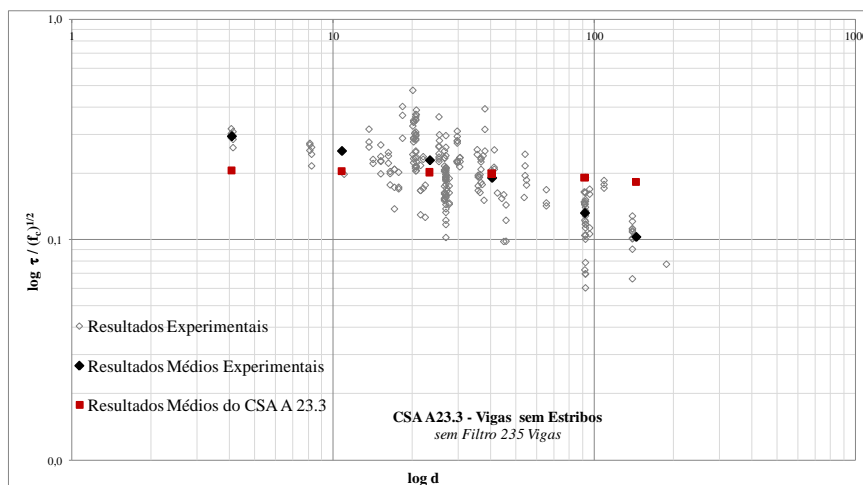


FIGURA 5.10 – Análise comparativa com a formulação do CSA A23.3 – Influência da altura útil para vigas sem estribos com e sem aplicação de filtro.

5.2.2 – Vigas com Estribos

No caso das vigas com estribos, analisou-se apenas a situação de ruína por tração diagonal. Como existe armadura transversal nas vigas, a resistência ao esforço cortante é a soma da parcela τ_c resistida pelos mecanismos complementares com a parcela τ_{sw} resistida pela armadura. No dimensionamento realizado com os modelos da NBR 6118, são apresentados 3 resultados: um com o modelo *I*, um com o modelo *II* e $\theta = 30^\circ$ e o último com o modelo *II* e $\theta = 45^\circ$. A opção por estes valores de θ é por eles serem os extremos prescritos por essa norma. Ao utilizar o EUROCODE 2, também foram utilizados os valores extremos de θ : $21,8^\circ$ e 45° . Todos os modelos analisados estão descritos no capítulo 4 e as análises foram realizadas de forma semelhante às aplicadas às vigas sem estribos.

Os resultados calculados por cada um dos modelos foram confrontados com os experimentais por meio do erro do modelo $\xi = \tau_{exp}/\tau_{calc}$. Os resultados da análise estatística do erro do modelo para cada uma das formulações estudadas estão apresentados na TAB. 5.7. Fazem parte desta tabela a média, a mediana, o desvio padrão *DP*, o coeficiente de variação *COV*, os valores mínimos e máximos encontrados na amostra.

TABELA 5.7 – Medidas Estatísticas do Erro dos Modelos - Vigas com Estribos (235 Vigas)

$\xi =$ τ_{exp}/τ_{calc}	NBR 6118			EUROCODE 2		ACI 318	ZSUTTY	CSA A 23.3
	Mod <i>I</i>	Mod <i>II</i> $\theta = 45^\circ$	Mod <i>II</i> $\theta = 30^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$			
Média	1,23	1,31	1,08	4,20	1,68	1,48	1,19	1,33
Mediana	1,20	1,27	1,05	3,85	1,54	1,46	1,18	1,30
DP	0,4073	0,4450	0,3505	2,0984	0,8393	0,4798	0,3253	0,4382
COV	33,05%	33,96%	32,38%	50,02%	50,02%	32,43%	27,39%	32,84%
Mínimo	0,40	0,41	0,38	1,17	0,47	0,55	0,48	0,49
Máximo	3,86	3,99	3,60	22,11	8,84	5,53	3,49	5,19

Independentemente do modelo analisado, uma primeira análise dos resultados mostra uma grande proximidade entre os valores das médias e medianas, indicando uma tendência das amostras para a distribuição normal. Todos os modelos são conservadores, apresentando valores médios maiores que 1. O modelo mais conservador é do EUROCODE independentemente do valor do ângulo θ utilizado. Os valores dos coeficientes de variação indicam que o modelo de ZSUTTY apresenta a menor dispersão em relação à média. Os valores deste coeficiente apresentados pelo ACI 318, CSA A 23.3 e NBR 6118 não são muito diferentes; porém, são significativamente menores em relação ao valor encontrado com a formulação do EUROCODE 2.

A TAB. 5.8 apresenta a escala de demérito, proposta por COLLINS (2001). Assim como na análise dos coeficientes de variação, o modelo de ZSUTTY apresenta os melhores resultados ao obter o menor escore de demérito. Este escore, do menor para o maior, classifica os modelos: ZSUTTY, CSA A23.3, ACI 318, NBR 6118 (Modelos *I*, *II* com $\theta = 45^\circ$ e *II* com $\theta = 30^\circ$) e EUROCODE 2 (com $\theta = 21,8^\circ$ e com $\theta = 45^\circ$). Entretanto, a norma brasileira é o modelo que apresenta maior percentual de resultados na faixa de baixa segurança ($0,5 \leq \xi < 0,65$) e o único a apresentar valores de ξ menores que 0,5. Por outro lado, o EUROCODE 2, principalmente quando se utiliza $\theta = 45^\circ$, é penalizado pelos resultados extremamente conservadores. É importante ressaltar que este foi o único modelo que não obteve nenhum resultado na região de baixa segurança.

TABELA 5.8 – Escala de Demérito do Erro dos Modelos de Dimensionamento – Vigas com Estribos

$\xi = \frac{\tau_{exp}}{\tau_{calc}}$	Porcentagem de resultados por faixa de ξ							
	NBR 6118			EUROCODE 2		ACI 318	ZSUTTY	CSA A 23.3
	Mod <i>I</i>	Mod. <i>II</i> $\theta = 45^\circ$	Mod. <i>II</i> $\theta = 30^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 21,8^\circ$			
< 0,5	1	1	3	0	0	0	0	0
0,5 -0,65	5	5	5	0	2	1	3	3
0,65 -0,85	9	8	14	0	4	5	11	6
0,85 -1,3	45	39	54	1	25	26	54	40
1,3 -2	37	42	23	5	44	62	31	47
≥ 2	3	5	1	94	25	6	1	4
Escala de Demérito	99	100	105	194	115	90	73	82

Análises parciais foram realizadas, visando verificar a importância das variáveis consideradas influentes no dimensionamento ao cisalhamento. No caso das vigas com estribos, além de analisar a influência da altura útil, da resistência à compressão do concreto e da taxa de armadura longitudinal, também foi analisado o efeito da resistência dos estribos, $\rho_w f_y$, no cálculo da tensão de cisalhamento. As FIGURAS 5.11 a 5.14 ilustram estes efeitos.

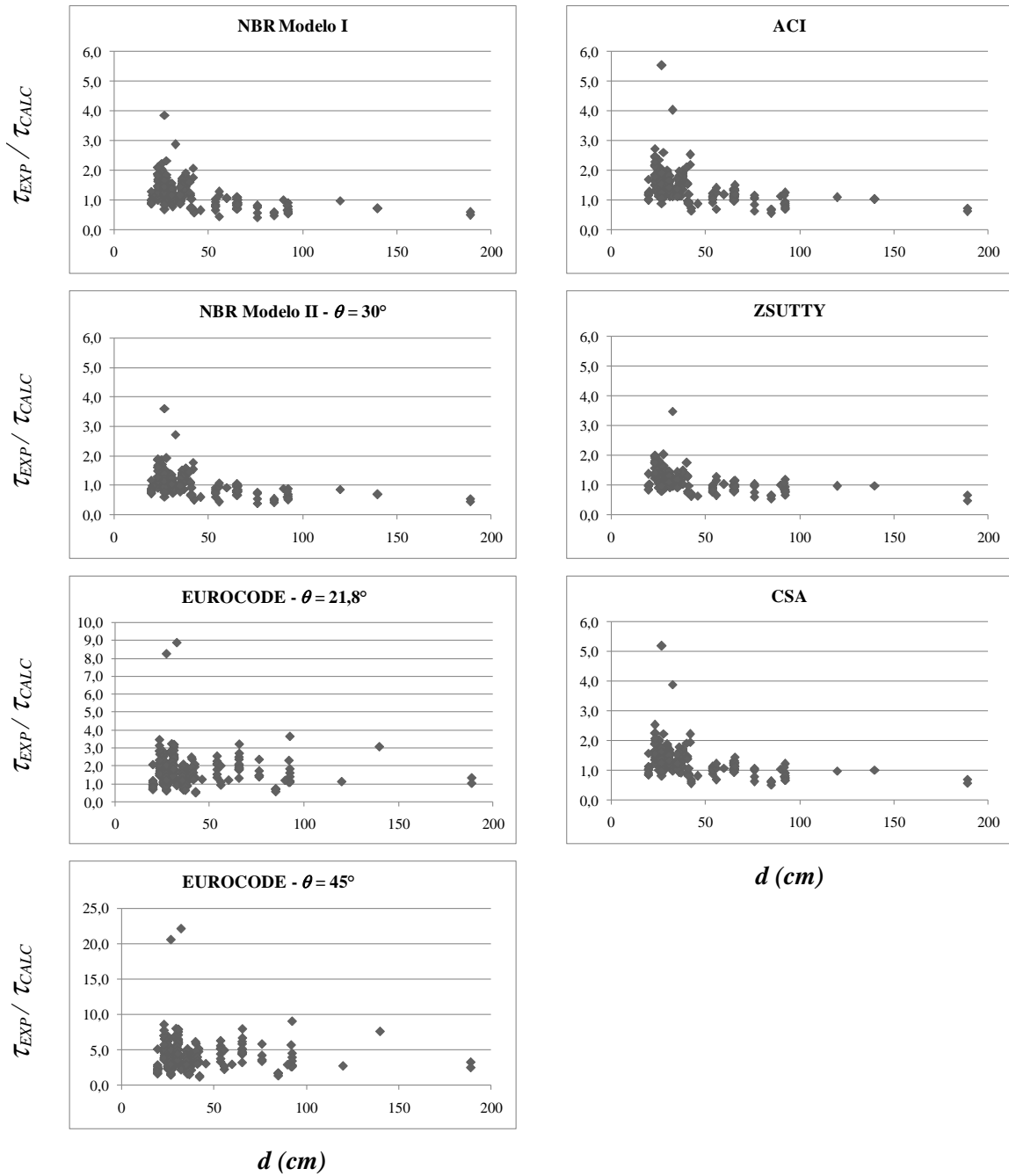


FIGURA 5.11 – Influência da altura útil no Erro dos modelos – Vigas com estribos

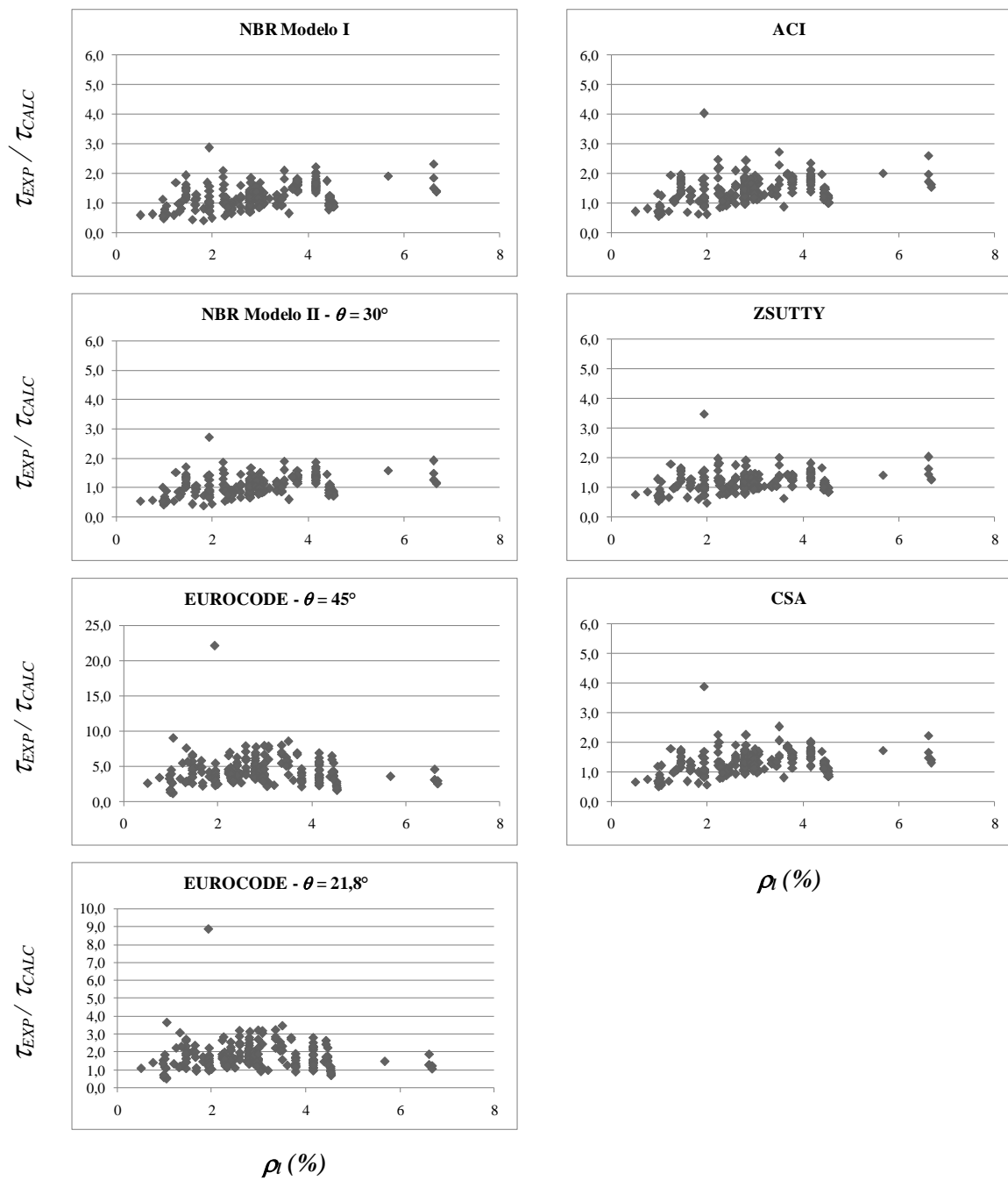


FIGURA 5.12 - Influência da taxa de armadura longitudinal no Erro dos modelos – Vigas com estribos

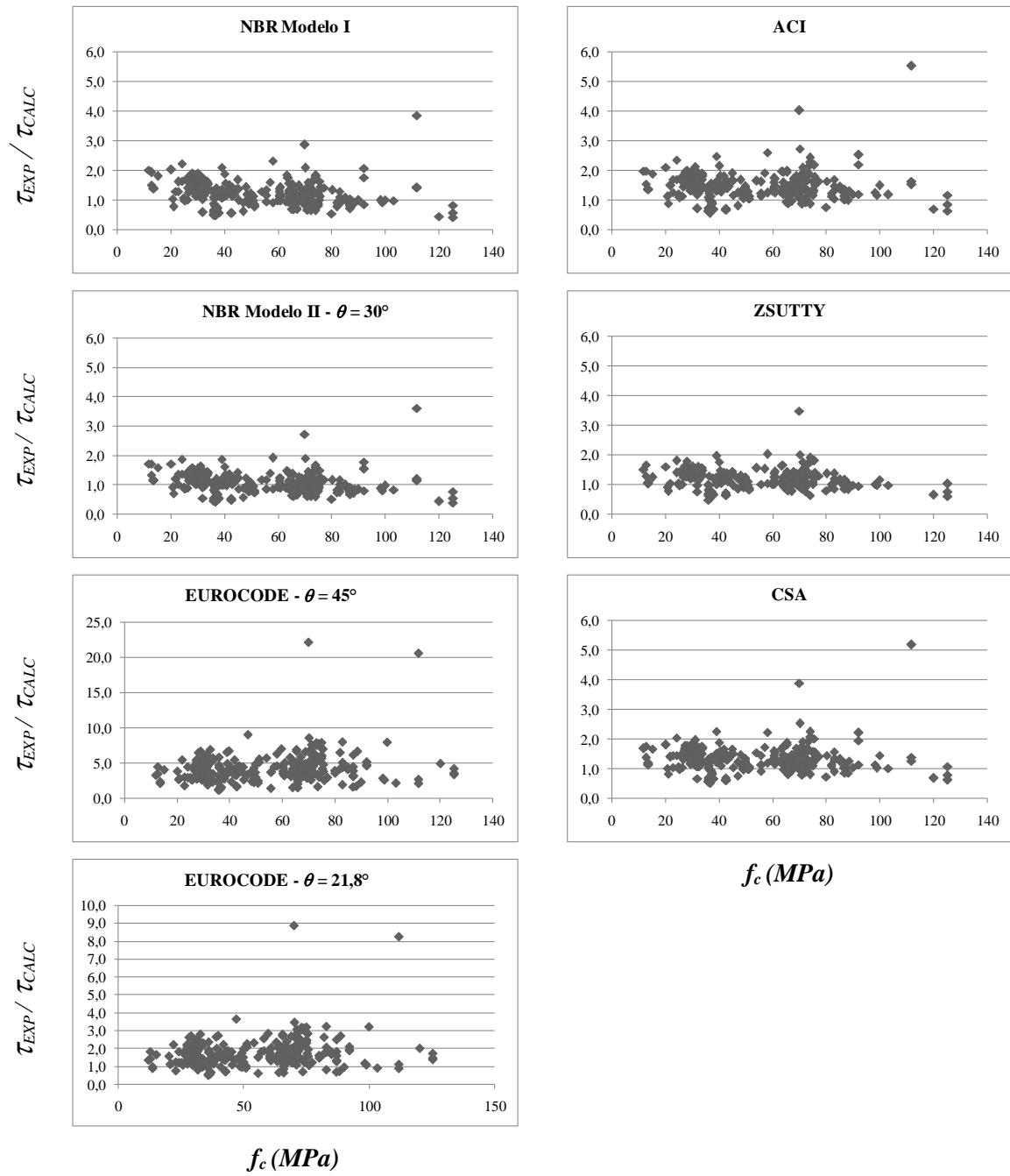


FIGURA 5.13 - Influência da resistência do concreto no Erro dos modelos - Vigas com estribos

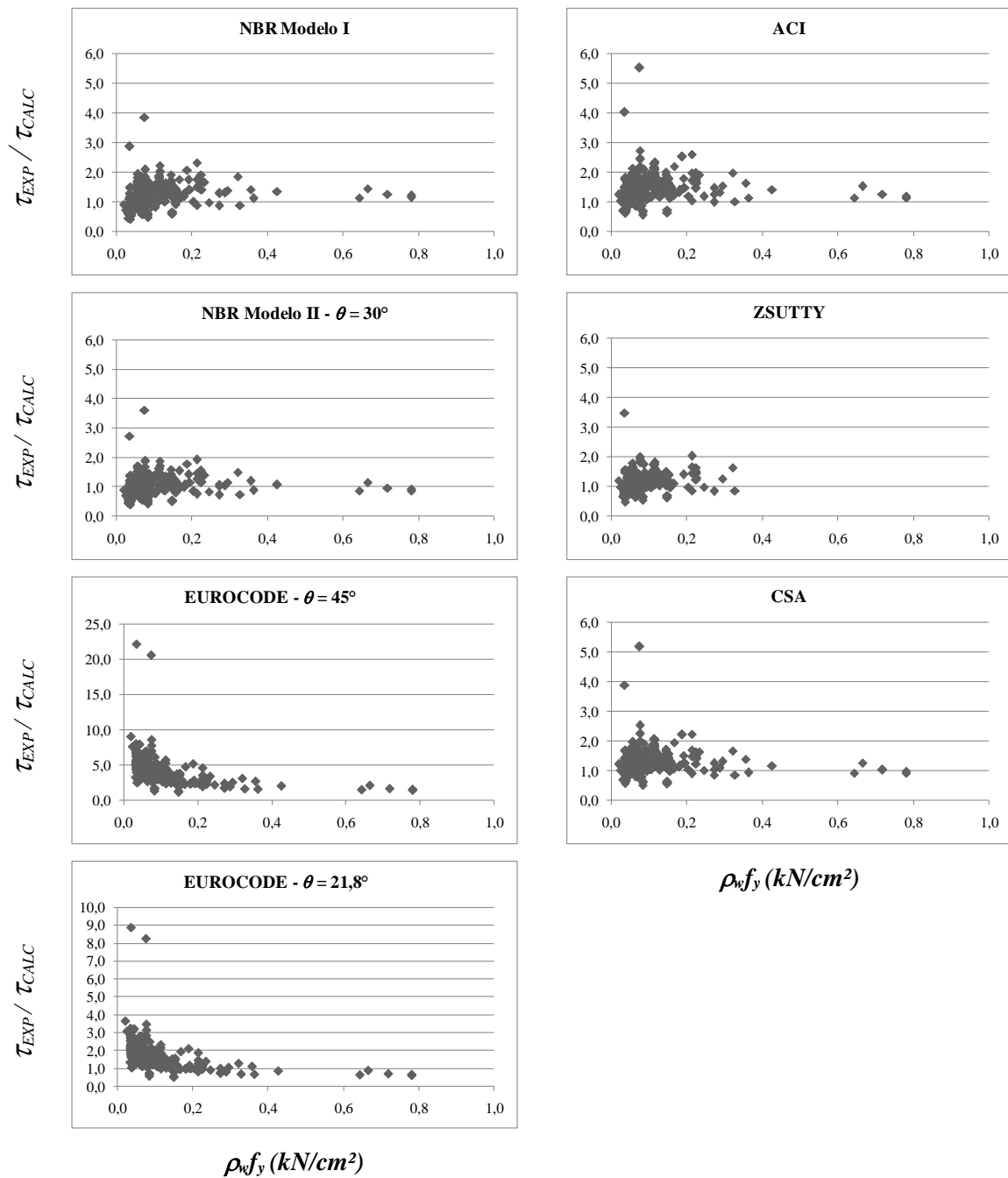


FIGURA 5.14 - Influência da resistência da armadura transversal no Erro dos modelos – Vigas com estribos

A análise dos gráficos da FIG. 5.11 mostra que também para vigas com armadura transversal existe um grande percentual destas com altura útil menor que 50 cm. A análise desses gráficos revela também que o valor da relação τ_{exp}/τ_{calc} diminui com o aumento da altura útil para os modelos da NBR 6118, ACI 318 e CSA A23.3.

Ao contrário do efeito da altura útil, o aumento da taxa de armadura longitudinal ρ_l promove um crescimento nos valores da relação τ_{exp}/τ_{calc} exceto quando se emprega o modelo do EUROCODE 2.

A influência da resistência à compressão do concreto parece estar representada de forma adequada pelos modelos de dimensionamento, visto que, a relação τ_{exp}/τ_{calc} permanece praticamente constante para diferentes valores desta resistência.

Verificando a influência da resistência dos estribos $\rho_w f_y$ percebe-se que com o aumento deste valor, ocorre discreto aumento da resistência calculada. É importante também observar que a distribuição dos dados não é homogênea, com a maior parte dos resultados apresentando $\rho_w f_y$ abaixo de 0,2 kN/cm² (2 MPa).

Com o intuito de aprimorar o conhecimento da influência da altura útil na resistência ao cisalhamento, a metodologia desenvolvida por BAZANT e YU (2008) foi novamente aplicada nos resultados destas vigas com estribos. Neste caso, foram excluídas 38 vigas do banco de dados por não apresentarem uma ou mais informações relativas às variáveis avaliadas: d , f_c , ρ_l , $\rho_w f_y$ e a/d .

Ao dividir o banco de dados nos intervalos de altura útil propostos, verifica-se uma grande concentração de vigas com altura útil entre 15 e 30 cm como mostra a FIG. 5.15. Este fato ilustra também que a situação ideal para a análise estatística (quantidade homogênea de vigas em cada intervalo) não é atendida pelo banco de dados: 84% do total de vigas que compõem o banco de dados têm altura útil menor que 60 cm, das quais 50% são menores que 30 cm. Apenas 4 vigas (2%) têm altura útil superior a 120 cm.

A TAB. 5.9 apresenta a média e o coeficiente de variação dos parâmetros que afetam a resistência ao cisalhamento por faixa de altura útil. A análise revela primeiramente valores médios bastante similares para a resistência à compressão do concreto e para a relação a/d . Por outro lado valores médios bastante distintos foram encontrados para a taxa de armadura longitudinal ($\rho_l = A_s/b_w d$), para a resistência da armadura transversal ($\rho_w f_y$) e principalmente para a tensão resistente (τ_{EXP}), em cada intervalo de altura útil.

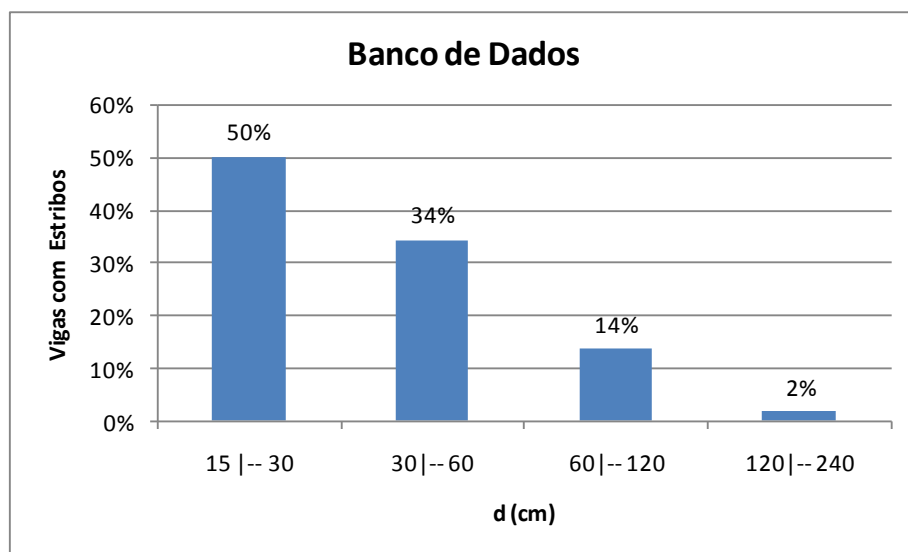


FIGURA 5.15 - Divisão das Vigas em Intervalos de Altura Útil - Vigas com Estribos

TABELA 5.9 – Parâmetros estatísticos das variáveis por faixa de altura útil – Vigas com Estribos

Medidas		<i>d</i> (cm)			
		15 -- 30	30 -- 60	60 -- 120	120 -- 240
<i>d</i> (cm)	média	26,25	37,43	77,78	159,50
	CoV	10,59	20,14	15,33	21,96
f_c (MPa)	média	54,54	52,85	64,29	42,16
	CoV	40,59	37,53	46,72	47,43
ρ_l (%)	média	3,22	2,84	1,87	1,46
	CoV	38,71	27,97	46,91	24,97
<i>a/d</i>	média	3,33	3,29	2,96	2,90
	CoV	28,19	20,26	7,22	2,29
$\rho_w f_y$ (kN/cm ²)	média	0,11	0,09	0,06	0,04
	CoV	58,66	47,88	39,07	44,71
τ_{exp} (kN/cm ²)	média	0,36	0,29	0,19	0,13
	CoV	36,62	34,98	34,65	34,48
Nº de Vigas Analisadas		118	81	32	4

Os parâmetros estatísticos do erro dos diferentes modelos em análise, para cada intervalo de altura útil se encontram na TAB. 5.10. Nesta se observa que os valores médios do erro dos modelos ($\xi = \tau_{exp}/\tau_{calc}$) diminuem com o aumento da altura útil em todos os modelos.

TABELA 5.10 - Medidas estatísticas do Erro do modelo para vigas com estribos divididas em intervalos de altura útil

Medidas de τ_{exp} / τ_{calc}	Altura útil d (cm)			
	15 -- 30	30 -- 60	60 -- 120	120 -- 240
NBR 6118 – Modelo I				
Média	1,35	1,16	0,77	0,69
DP	0,3354	0,3721	0,1911	0,2077
COV	24,88%	32,01%	24,95%	30,29%
NBR 6118 – Modelo II com $\theta = 30^\circ$				
Média	1,18	1,03	0,71	0,63
DP	0,2809	0,3195	0,1766	0,1746
COV	23,71%	31,04%	24,98%	27,63%
NBR 6118 – Modelo II com $\theta = 45^\circ$				
Média	1,43	1,23	0,79	0,71
DP	0,3748	0,4069	0,1993	0,2292
COV	26,15%	33,08%	25,09%	32,16%
EUROCODE 2 com $\theta = 21,8^\circ$				
Média	1,72	1,73	1,66	1,61
DP	0,5638	0,9758	0,7163	0,9626
COV	32,77%	56,33%	43,11%	59,77%
EUROCODE 2 com $\theta = 45^\circ$				
Média	4,30	4,33	4,15	4,03
DP	1,4095	2,4396	1,7909	2,4067
COV	32,77%	56,33%	43,11%	59,77%
ACI 318				
Média	1,61	1,41	1,01	0,86
DP	0,3518	0,4333	0,2539	0,2290
COV	21,80%	30,62%	25,21%	26,61%
ZSUTTY				
Média	1,31	1,16	0,88	0,76
DP	0,2671	0,3527	0,1691	0,2397
COV	20,40%	30,53%	19,21%	31,42%
CSA A23.3				
Média	1,45	1,29	0,95	0,81
DP	0,3167	0,4010	0,2451	0,2111
COV	21,79%	31,17%	25,88%	25,99%

O modelo do EUROCODE 2 apresenta os resultados mais conservadores, apesar da maior dispersão em relação à média. Nas vigas com altura útil entre 60 e 120 cm, apenas os modelos do EUROCODE 2 e do ACI 318 apresentaram média com valor conservador (≥ 1). Quando esse intervalo foi entre 120 e 240 cm, apenas o EUROCODE 2 permaneceu conservador.

A TAB. 5.11 apresenta a escala de demérito para cada intervalo de altura útil dos diferentes modelos de cálculo em análise. Além do escore total de demérito, também são apresentados os percentuais aproximados dos resultados desses modelos em cada faixa da relação $\xi = \tau_{exp}/\tau_{calc}$. Analisando os modelos de cálculo, verifica-se que ocorre um aumento nos valores de demérito com o aumento da altura útil das vigas, em função do crescente percentual de resultados nas faixas de baixa segurança ($\xi \leq 0,85$) com exceção da formulação do EUROCODE 2. Vale salientar que os modelos da NBR 6118 são os que obtiveram o maior percentual de resultados nas faixas com $\xi \leq 0,85$.

Os valores das tensões experimentais, seus valores médios e os valores médios das tensões calculadas em cada intervalo de altura útil estão apresentados para as vigas com estribos, com e sem a aplicação de filtro nos gráficos das FIGURAS 5.16 a 5.20.

Cada figura é composta de quatro gráficos referentes a um mesmo modelo de cálculo. No primeiro gráfico de cada figura são apresentados os resultados do erro do modelo sem aplicação de filtro; os outros três gráficos representam os valores obtidos com a aplicação de 3 filtros diferentes. No filtro 1, os valores médios das variáveis são: $\rho_l = 1,47$; $\rho_w f_y = 0,07$ e; $a/d = 3,03$; no filtro 2 esses valores são: $\rho_l = 2,01$; $\rho_w f_y = 0,06$ e; $a/d = 3$; e no filtro 3: $\rho_l = 2,5$; $\rho_w f_y = 0,07$ e; $a/d = 3,05$.

TABELA 5.11 - Escala de demérito do Erro dos modelos para vigas com estribos divididas em intervalos de altura útil

	Altura útil d (cm)				Total
	15 -- 30	30 -- 60	60 -- 120	120 -- 240	
n° vigas	118	81	32	4	235
ξ	NBR 6118 – Modelo I				
< 0,5	0	1	6	25	
0,5 --0,65	0	5	25	25	
0,65 --0,85	2	12	35	25	
0,85 --1,3	49	51	34	25	
1,3 --2	44	30	0	0	
≥ 2	5	1	0	0	
Demérito	58	94	256	425	833
ξ	NBR 6118 – Modelo II com $\theta = 30^\circ$				
< 0,5	0	3	12	25	
0,5 --0,65	1	6	25	25	
0,65 --0,85	9	16	38	25	
0,85 --1,3	55	59	25	25	
1,3 --2	35	15	0	0	
≥ 2	0	1	0	0	
Demérito	58	105	325	425	913
ξ	NBR 6118 – Modelo II com $\theta = 45^\circ$				
< 0,5	0	1	3	0	
0,5 --0,65	0	3	28	50	
0,65 --0,85	1	14	28	25	
0,85 --1,3	43	47	41	25	
1,3 --2	48	33	0	0	
≥ 2	8	2	0	0	
Demérito	66	90	228	300	684
ξ	EUROCODE 2 com $\theta = 21,8^\circ$				
< 0,5	0	1	0	0	
0,5 --0,65	0	1	3	0	
0,65 --0,85	3	0	9	0	
0,85 --1,3	20	26	22	50	
1,3 --2	48	48	41	25	
≥ 2	29	24	25	25	
Demérito	111	114	125	75	425
ξ	EUROCODE 2 com $\theta = 45^\circ$				
< 0,5	0	0	0	0	
0,5 --0,65	0	0	0	0	
0,65 --0,85	0	0	0	0	
0,85 --1,3	0	1	0	0	
1,3 --2	3	1	13	0	
≥ 2	97	98	87	100	
Demérito	197	196	188	200	781

TABELA 5.11 - Escala de demérito do Erro dos modelos para vigas com estribos divididas em intervalos de altura útil (continuação)

	Altura útil d (cm)				Total
	15 -- 30	30 -- 60	60 -- 120	120 -- 240	
ξ	ACI 318				
< 0,5	0	0	0	0	443
0,5 --0,65	0	1	6	25	
0,65 --0,85	0	4	25	25	
0,85 --1,3	17	33	53	50	
1,3 --2	74	58	16	0	
≥ 2	9	4	0	0	
Demérito	92	79	97	175	
ξ	ZSUTTY				
< 0,5	0	0	0	25	545
0,5 --0,65	0	4	9	0	
0,65 --0,85	3	11	38	25	
0,85 --1,3	48	61	53	50	
1,3 --2	47	23	0	0	
≥ 2	2	1	0	0	
Demérito	57	67	122	300	
ξ	CSA A23.3				
< 0,5	0	0	3	0	467
0,5 --0,65	0	3	13	25	
0,65 --0,85	2	6	22	25	
0,85 --1,3	31	47	56	50	
1,3 --2	61	43	6	0	
≥ 2	6	1	0	0	
Demérito	78	70	144	175	

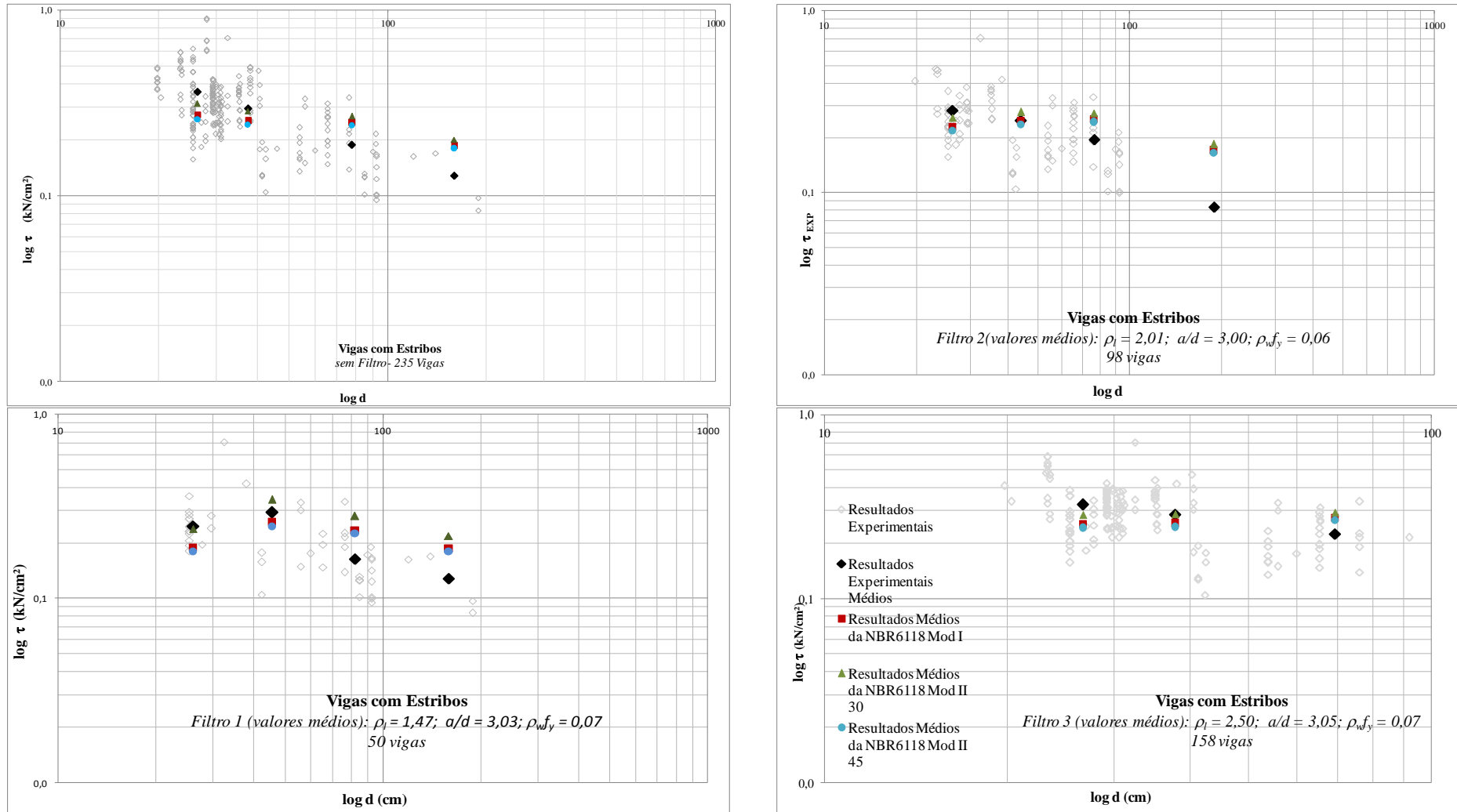


FIGURA 5.16 – Análise comparativa com a formulação da NBR 6118 - Influência da altura útil nas vigas com estribos com e sem aplicação de filtro.

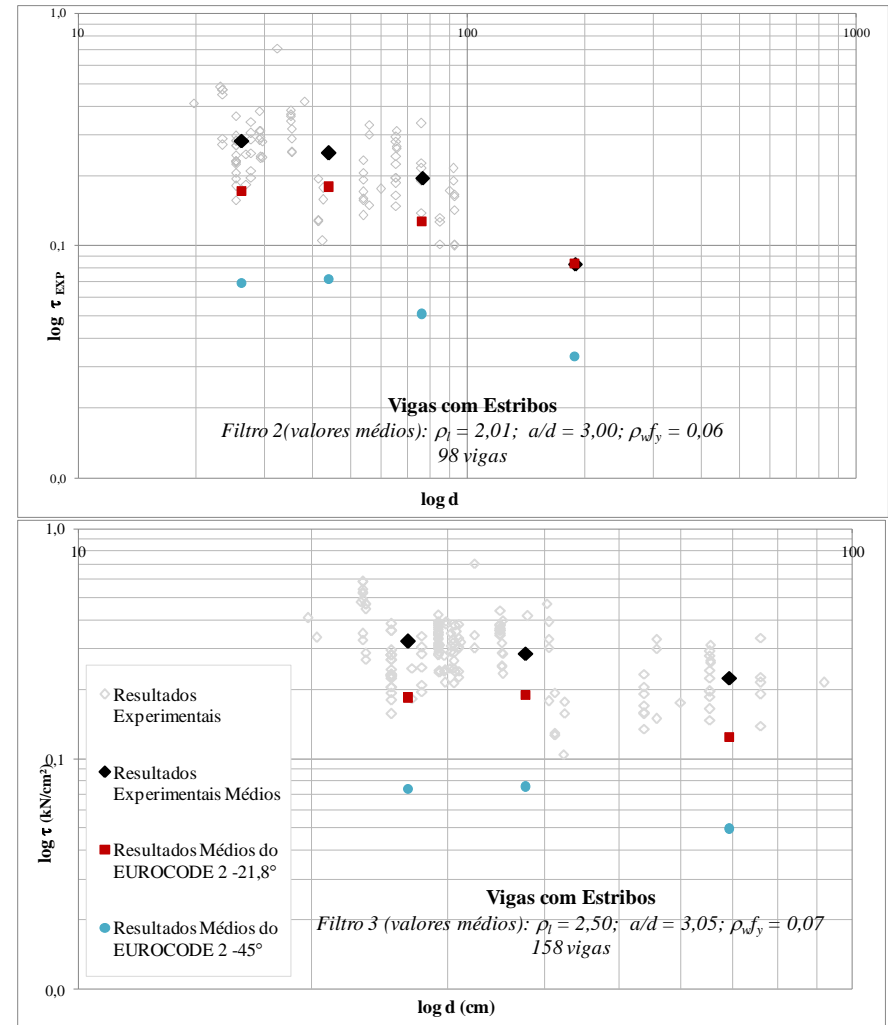
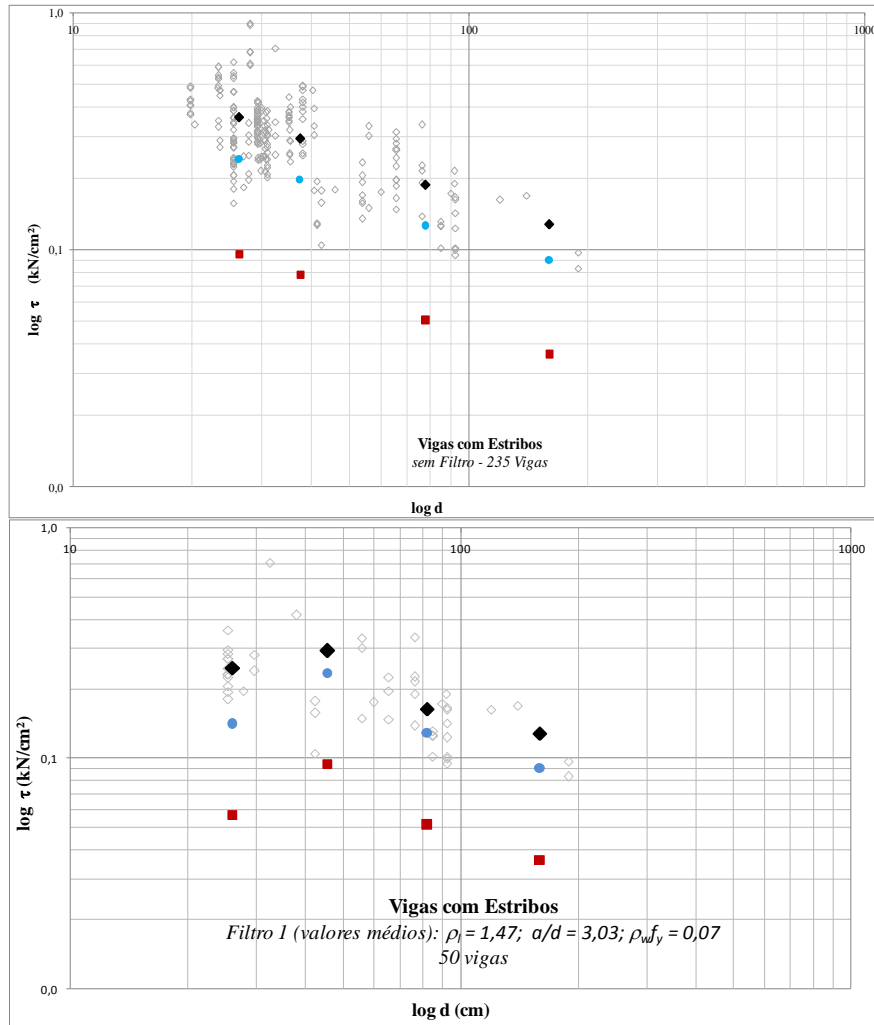


FIGURA 5.17 – Análise comparativa com a formulação do EUROCODE 2 - Influência da altura útil nas vigas com estribos, com e sem aplicação de filtro.

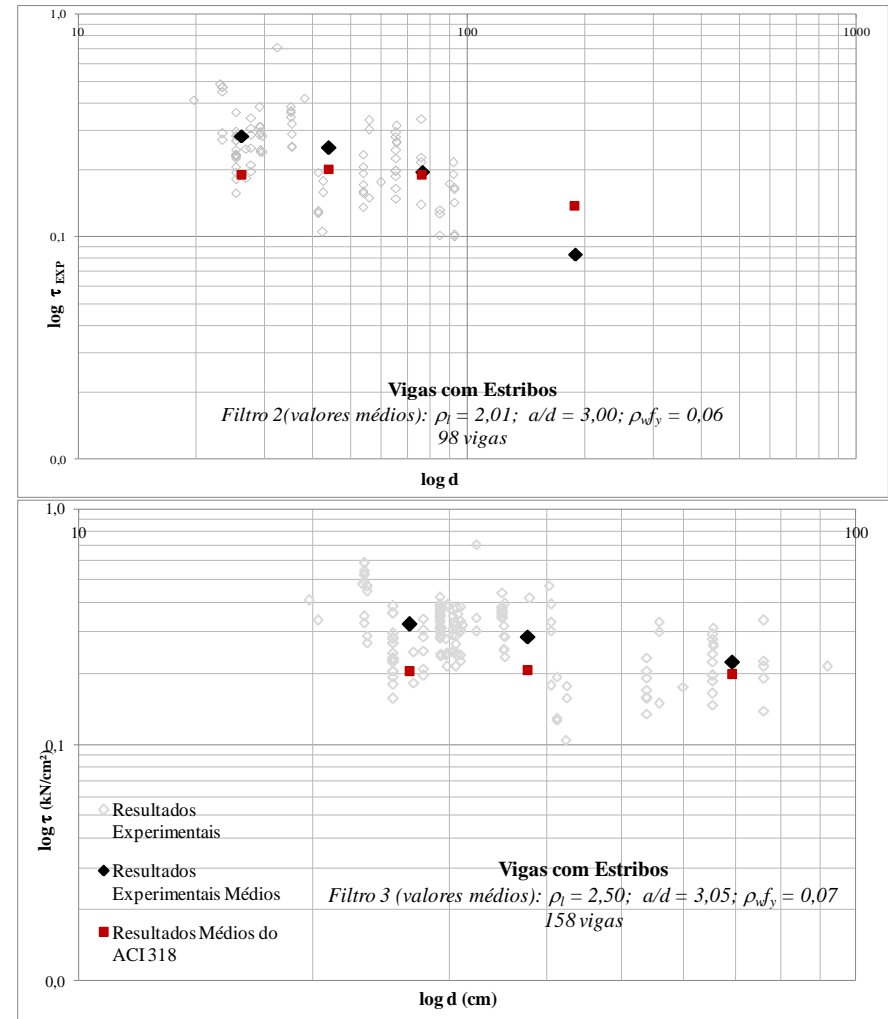
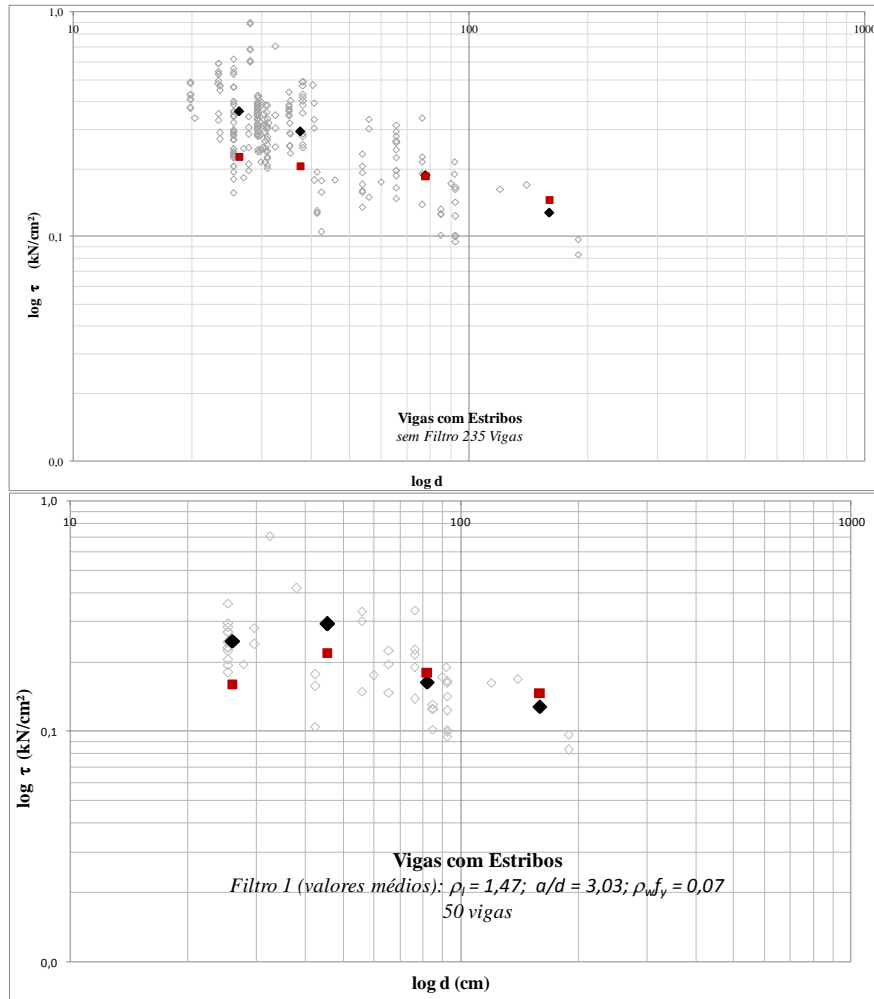


FIGURA 5.18 – Análise comparativa com a formulação do ACI 318 - Influência da altura útil para vigas com estribos com e sem aplicação de filtro.

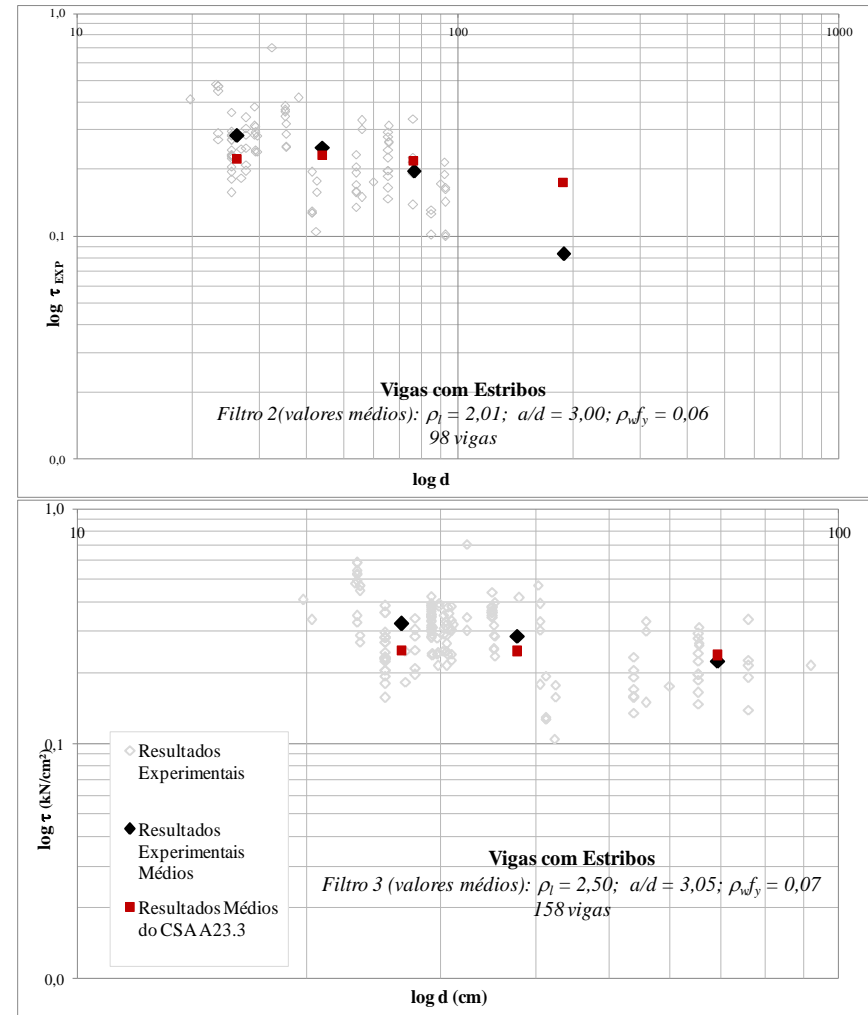
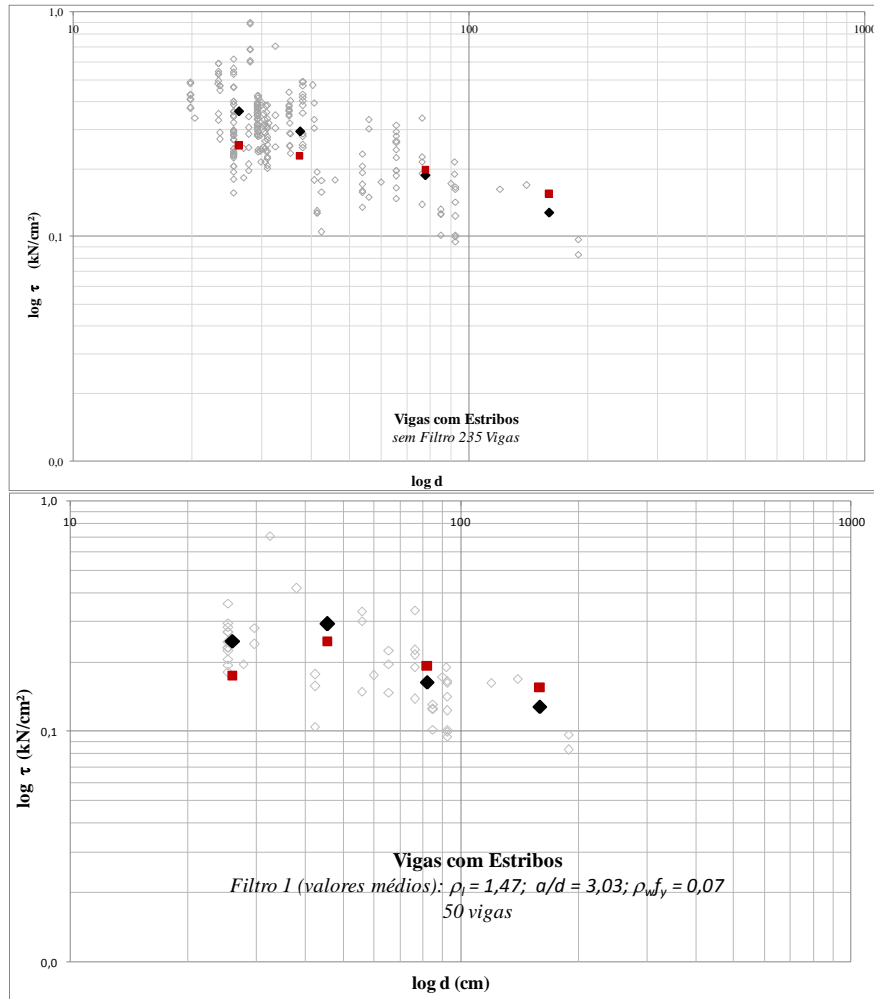


FIGURA 5.19 – Análise comparativa com a formulação do CSA A23 - Influência da altura útil para vigas com estribos com e sem aplicação de filtro.

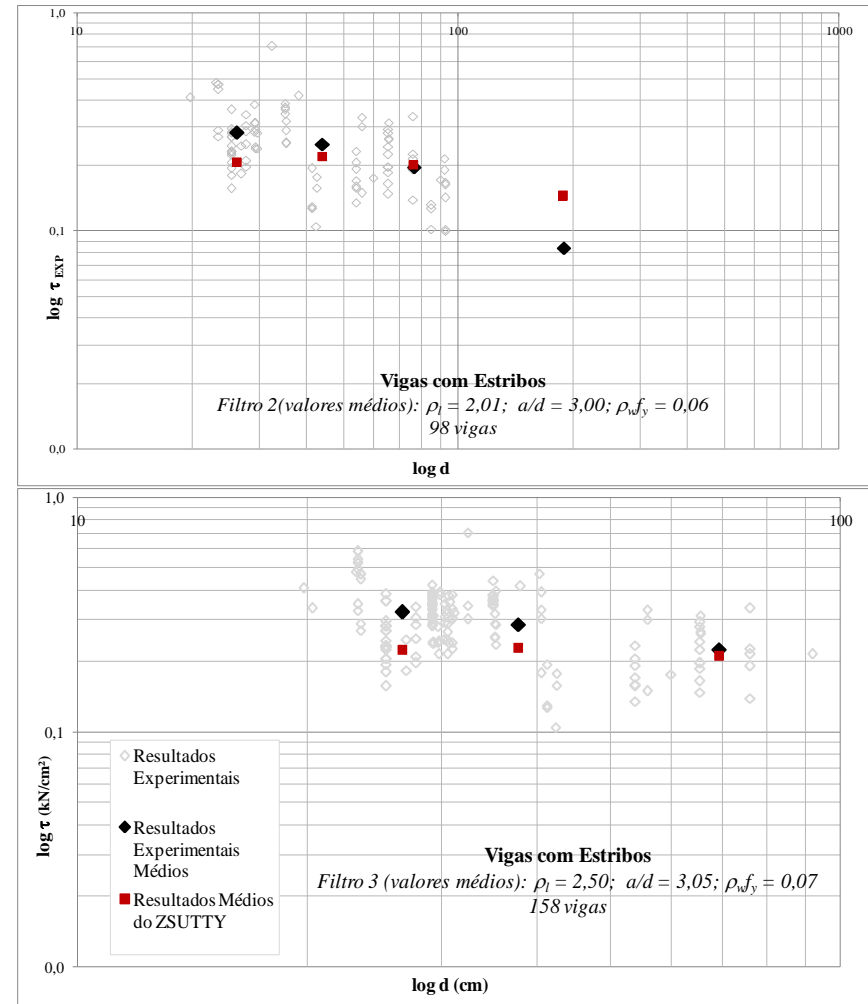
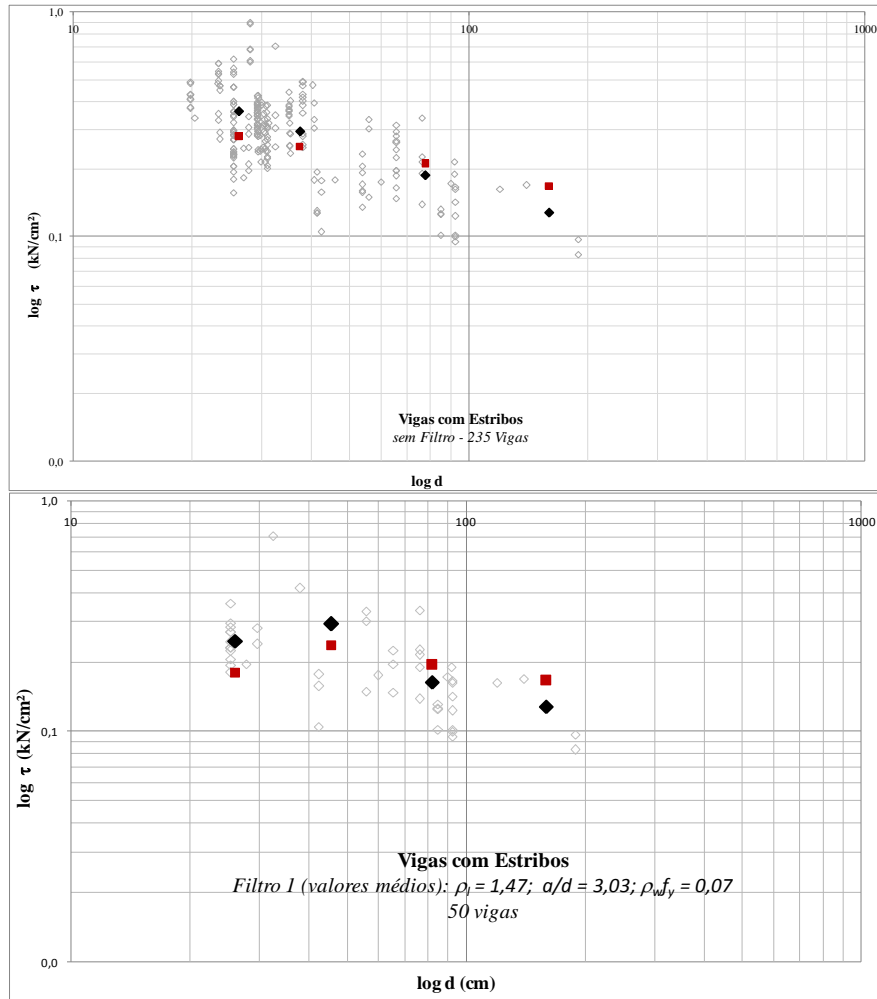


FIGURA 5.20 – Análise comparativa com a formulação de ZSUTTY - Influência da altura útil para vigas com estribos com e sem aplicação de filtro.

Nestes gráficos, tanto a resistência experimental quanto a calculada diminuem com o aumento da altura útil, embora a resistência calculada diminua de forma menos acentuada. Os resultados com aplicação dos filtros corroboram essa tendência, indicando que ela existe independente destas outras variáveis.

Com exceção das prescrições do EUROCODE utilizando $\theta = 45^\circ$, com o qual os resultados calculados mantêm sempre uma tendência conservadora, os outros modelos apresentam-se menos conservadores com o aumento da altura útil.

Concluindo, assim como no caso das vigas sem estribos, os modelos da norma brasileira (NBR 6118) foram os que apresentaram o maior percentual de resultados nas faixas de baixa segurança ($\xi \leq 0,85$). Fica nítido que o efeito da altura é uma variável importante no dimensionamento ao cisalhamento e deve ser incluída de forma explícita nesses modelos.

6.

MODELO DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE

Uma análise de confiabilidade em vigas de concreto armado com modo de falha por cisalhamento requer um modelo para estimar a resistência desses elementos. Entretanto, conforme observado no capítulo anterior, todos os modelos analisados são tendenciosos a uma ou mais variáveis pertinentes ao problema.

A proposta de fazer um banco de dados filtrado visa manter um certo controle das principais variáveis do problema, de modo a diminuir a tendência do erro do modelo evidenciada no capítulo 5. Portanto, o modelo proposto para representar a resistência ao esforço cortante em vigas de concreto armado é proveniente de uma regressão múltipla de dados do banco de dados filtrado.

Este capítulo mostra como foram obtidos esse banco de dados filtrado utilizado e o modelo proposto para representar a resistência ao esforço cortante em vigas de concreto armado a ser utilizado na análise de confiabilidade. Um segundo modelo é também apresentado para avaliar a parcela τ_c referente ao concreto no dimensionamento ao esforço cortante de vigas de concreto armado segundo a NBR 6118 (2007).

6.1 - BANCO DE DADOS FILTRADO

No capítulo anterior ficou clara a necessidade de se filtrar o banco de dados existente, dado o número predominante de vigas com altura útil menor que 30 cm. A influência das variáveis ρ_l e $\rho_w f_y$ também é significativa no dimensionamento do esforço cortante e a opção foi verificar os valores destas variáveis em cada intervalo, buscando limitar a variabilidade delas. Desta forma pretende-se observar melhor a influência da variável d , mantendo ρ_l e $\rho_w f_y$ com valores médios similares em cada faixa de altura útil.

O trabalho foi iniciado pelas vigas com estribos visto que as normas, americana e brasileira, que regulamentam o dimensionamento de vigas de concreto armado prescrevem que as mesmas tenham sempre pelo menos uma armadura transversal mínima. O estudo foi então estendido às vigas sem estribos, procurando justificar a teoria aditiva do cisalhamento, também prevista nestas normas, e quantificar esta parcela.

6.1.1 - Vigas com Estribos - Banco de Dados Filtrado

Inicialmente dividiu-se o banco de dados em intervalos de altura útil, de modo a verificar a variação dos valores de ρ_l e $\rho_w f_y$ em cada intervalo. A TAB. 6.1 apresenta o número de vigas por intervalo de altura útil, os valores mínimos e máximos de ρ_l e $\rho_w f_y$, bem como as médias deles em cada intervalo (valor entre parênteses).

TABELA 6.1 – Vigas com estribos – Banco de dados total por intervalo de altura útil.

d (cm)	$d < 30$	$30 \leq d < 40$	$40 \leq d < 60$	$d \geq 60$
número de vigas	131	81	25	36
ρ_l (%)	0,98 -- 6,69 (3,23)	1,89 -- 5,68 (3,11)	0,97 -- 3,61 (2,14)	0,50 -- 2,99 (1,83)
$\rho_w f_y$ (kN/cm ²)	0,03 -- 0,78 (0,13)	0,04 -- 0,64 (0,12)	0,03 -- 0,19 (0,08)	0,02 -- 0,10 (0,05)

Em um primeiro momento, foram eliminadas as vigas nas quais não eram informadas todas as variáveis. Como as vigas com altura útil $d \geq 40$ cm não apresentam $\rho_l \geq 4\%$ e $\rho_w f_y \geq 0,2$

kN/cm², vigas com estes valores de taxa de armadura longitudinal e resistência transversal também foram descartadas, chegando-se aos resultados mostrados na TAB. 6.2.

TABELA 6.2 – Vigas com estribos – Banco de dados filtrado por intervalo de altura útil – Restrições: $\rho_l < 4\%$ e $\rho_w f_y < 0,2$ kN/cm²

<i>d</i> (cm)	<i>d</i> < 30	30 ≤ <i>d</i> < 40	40 ≤ <i>d</i> < 60	<i>d</i> ≥ 60
número de vigas	76	54	23	34
ρ_l (%)	0,98 -- 3,69 (2,46)	1,89 -- 3,79 (2,99)	0,97 -- 3,61 (2,14)	0,50 -- 2,99 (1,86)
$\rho_w f_y$ (kN/cm ²)	0,03 -- 0,17 (0,08)	0,04 -- 0,19 (0,10)	0,03 -- 0,15 (0,07)	0,03 -- 0,10 (0,06)

No sentido de manter os resultados médios de ρ_l e $\rho_w f_y$ sob controle em cada faixa de altura útil, o banco de dados foi disposto em ordem crescente primeiro em função de ρ_l e depois de $\rho_w f_y$. Em seguida foram excluídas as vigas contendo os maiores ou menores valores dessas variáveis, conforme a necessidade, para ajuste do valor médio das mesmas em cada intervalo de *d*. Este procedimento foi repetido na busca de valores médios aproximados das variáveis ρ_l e $\rho_w f_y$. Esses resultados estão descritos nas TABELAS 6.3 e 6.4.

TABELA 6.3 – Vigas com estribos – Banco de dados filtrado por intervalo de altura útil – Aproximando os valores médios das variáveis

<i>d</i> (cm)	<i>d</i> < 30	30 ≤ <i>d</i> < 40	40 ≤ <i>d</i> < 60	<i>d</i> ≥ 60
número de vigas	38	18	22	32
ρ_l (%)	0,98 -- 2,79 (1,94)	1,93 -- 2,91 (2,52)	0,97 -- 2,60 (2,08)	0,99 -- 2,99 (1,94)
$\rho_w f_y$ (kN/cm ²)	0,04 -- 0,13 (0,07)	0,04 -- 0,13 (0,08)	0,03 -- 0,15 (0,07)	0,03 -- 0,10 (0,06)

TABELA 6.4 – Vigas com estribos – Banco de dados filtrado por intervalo de altura útil – Aproximando os valores médios das variáveis para 30 ≤ *d* < 40

<i>d</i> (cm)	<i>d</i> < 30	30 ≤ <i>d</i> < 40	40 ≤ <i>d</i> < 60	<i>d</i> ≥ 60
número de vigas	38	12	22	32
ρ_l (%)	0,98 -- 2,79 (1,94)	1,93 -- 2,59 (2,33)	0,97 -- 2,60 (2,08)	0,99 -- 2,99 (1,94)
$\rho_w f_y$ (kN/cm ²)	0,04 -- 0,13 (0,07)	0,04 -- 0,13 (0,08)	0,03 -- 0,15 (0,07)	0,03 -- 0,10 (0,06)

A TAB. 6.4 avalia somente resultados para 30 ≤ *d* < 40, no sentido de aproximar o valor médio da variável ρ_l . Sua análise mostra que a divisão em 3 intervalos de altura útil conduz a um número de vigas similares por intervalo. Assim chegou-se aos resultados

apresentados na TAB. 6.5 para o conjunto de todas as vigas que formam o banco de dados filtrado, bem como para as diferentes faixas de altura útil. Essa tabela mostra as médias e os valores de mínimo e máximo para todas as variáveis. Maiores detalhes deste banco de dados filtrado podem ser encontrados no Anexo II.

TABELA 6.5 – Vigas com estribos – Banco de dados filtrado

Todas as 104 Vigas							
	b_w (cm)	d (cm)	ρ (%)	f_c (MPa)	a/d	$\rho_w f_y$ (kN/cm ²)	τ_{exp} (kN/cm ²)
<i>Média</i>	24,40	49,46	2,01	55,37	3,08	0,07	0,24
<i>Mínimo</i>	15,00	19,80	0,97	12,76	2,49	0,03	0,08
<i>Máximo</i>	45,72	189,00	2,99	125,31	4,50	0,15	0,71
$d < 30$ cm (38 Vigas)							
	b_w (cm)	d (cm)	ρ (%)	f_c (MPa)	a/d	$\rho_w f_y$ (kN/cm ²)	τ_{exp} (kN/cm ²)
<i>Média</i>	19,41	25,98	1,94	45,53	3,18	0,07	0,28
<i>Mínimo</i>	15,00	19,80	0,98	12,76	2,49	0,04	0,16
<i>Máximo</i>	29,00	29,70	2,79	82,94	4,50	0,13	0,48
$30 \text{ cm} \leq d < 60$ cm (34 vigas)							
	b_w (cm)	d (cm)	ρ (%)	f_c (MPa)	a/d	$\rho_w f_y$ (kN/cm ²)	τ_{exp} (kN/cm ²)
<i>Média</i>	20,44	42,56	2,17	58,80	3,08	0,07	0,26
<i>Mínimo</i>	15,00	31,00	0,97	32,00	2,50	0,03	0,10
<i>Máximo</i>	35,53	55,88	2,60	120,14	3,68	0,15	0,71
$d \geq 60$ cm (32 Vigas)							
	b_w (cm)	d (cm)	ρ (%)	f_c (MPa)	a/d	$\rho_w f_y$ (kN/cm ²)	τ_{exp} (kN/cm ²)
<i>Média</i>	34,53	84,67	1,94	63,40	2,96	0,06	0,19
<i>Mínimo</i>	15,00	60,00	0,99	21,00	2,50	0,03	0,08
<i>Máximo</i>	45,72	189,00	2,99	125,31	3,28	0,10	0,34

A análise dos resultados mostrados na TAB. 6.5 revela valores médios similares para ρ e $\rho_w f_y$ bem como um número próximo de vigas em cada intervalo de altura útil.

6.1.2 - Vigas sem Estribos - Banco de Dados Filtrado

A mesma técnica utilizada no banco de dados contendo vigas com estribos foi usada para o caso de vigas sem estribos. As características destas vigas podem ser conferidas de forma resumida na TAB. 6.6.

TABELA 6.6 – Vigas sem estribos – Banco de dados filtrado

Todas as 92 Vigas						
	b_w (cm)	d (cm)	ρ (%)	f_c (MPa)	a/d	τ_{exp} (kN/cm ²)
<i>Média</i>	26,14	68,00	1,41	47,67	2,95	0,11
<i>Mínimo</i>	15	14,2	0,50	14,70	2,50	0,04
<i>Máximo</i>	40,00	189,00	2,80	98,80	3,86	0,20
$d < 60$ cm (45 Vigas)						
	b_w (cm)	d (cm)	ρ (%)	f_c (MPa)	a/d	τ_{exp} (kN/cm ²)
<i>Média</i>	21,13	30,96	1,58	43,20	3,09	0,13
<i>Mínimo</i>	15,00	14,20	0,50	14,70	2,50	0,06
<i>Máximo</i>	36,00	55,00	2,60	97,70	3,86	0,20
$d \geq 60$ cm (47 Vigas)						
	b_w (cm)	d (cm)	ρ (%)	f_c (MPa)	a/d	τ_{exp} (kN/cm ²)
<i>Média</i>	30,95	103,47	1,24	51,95	2,81	0,08
<i>Mínimo</i>	15,60	65,50	0,50	21,00	2,50	0,04
<i>Máximo</i>	40,00	189,00	2,80	98,80	3,28	0,13

6.2 - ANÁLISE DE REGRESSÃO

6.2.1 - Vigas com Estribos

A seguir é apresentada a análise de regressão linear múltipla estatística das vigas com estribos, sendo a variável dependente τ_{exp} e as variáveis independentes: b_w ; d ; ρ_l ; a/d ; f_c e $\rho_w f_y$. Com a finalidade de escolher as variáveis estatisticamente significantes para compor o melhor modelo de regressão, foi utilizado o método “stepwise” com alfa de entrada igual a 0,05 e de saída igual a 0,10. Os resultados obtidos encontram-se na TAB. 6.7, onde o termo estandarizado significa padronizado. Nesta tabela, **B** corresponde aos coeficientes das variáveis independentes do modelo; **Beta** é o valor de **B** em unidades de desvio padrão; **t** é o valor resultante do teste de “t-student” e **Sig.** é a significância estatística de cada variável. Todas as variáveis envolvidas (variáveis independentes) são significativas (**Sig.** < 0,05) para o resultado da variável tensão resistente de cisalhamento medida experimentalmente (variável dependente).

TABELA 6.7 – Coeficientes das variáveis para as vigas com estribos.

		Coeficientes ^a				Sig.
		Coeficientes Não Estandarizados		Coeficientes Estandarizados	t	
Modelo		B	Erro Padrão	Beta		
1	(Constante)	2,861	,604		4,734	,000
	Menor largura da viga	-,003	,001	-,307	-4,163	,000
	Altura útil da viga	,000	,000	-,227	-3,029	,003
	Taxa de armadura longitudinal à tração	,412	,103	,280	3,996	,000
	Resistência à compressão do concreto	,007	,003	,191	2,586	,011
	Vão de cisalhamento	-,527	,154	-,217	-3,424	,001
	Tensão dos estribos (armadura transversal)	1,396	,183	,463	7,630	,000

a. Variável Dependente: Tensão de cisalhamento medida experimentalmente

Ajustando o modelo com as variáveis selecionadas e com $R^2 = 67,6\%$ (o modelo explica 67,6% da variação de τ_{CE}) chegou-se à seguinte relação para a tensão resistente de cisalhamento das vigas com estribos, τ_{CE} :

$$\tau_{CE} = 2,86 - 2,80 b_w - 0,675 d + 0,412 \rho_l + 0,00702 f_c - 0,528 a/d + 1,4 \rho_w f_y . \quad (6.1)$$

Na Eq. 6.1 as variáveis b_w e d estão em metros, a taxa da armadura longitudinal ρ_l em porcentagem, resistência do concreto f_c em MPa e a resistência da armadura transversal $\rho_w f_y$ em MPa. Os limites de validade para os parâmetros da Eq. 6.1 são: largura da viga b_w entre 0,15 e 0,46 m; altura útil d entre 0,20 e 1,89 m; taxa de armadura longitudinal ρ_l entre 0,97 e 2,99 %; resistência à compressão do concreto f_c entre 13 e 125 MPa; relação a/d entre 2,49 e 4,50 e produto $\rho_w f_y$ entre 0,33 e 1,49 MPa.

Analisando os resíduos para este modelo (FIGURAS 6.1 e 6.2), conclui-se que as suposições não foram violadas, pois os erros são normalmente distribuídos (dado que o valor-p do teste de Anderson Darling foi superior ao alfa pré-estabelecido de 5%), apresentam variância constante e são aleatórios. Os pontos dispersos de forma aleatória em torno do eixo horizontal atestam que o modelo de regressão linear múltipla é apropriado para os dados. O modelo está bem ajustado aos dados e, portanto, confirma a equação 6.1 obtida.

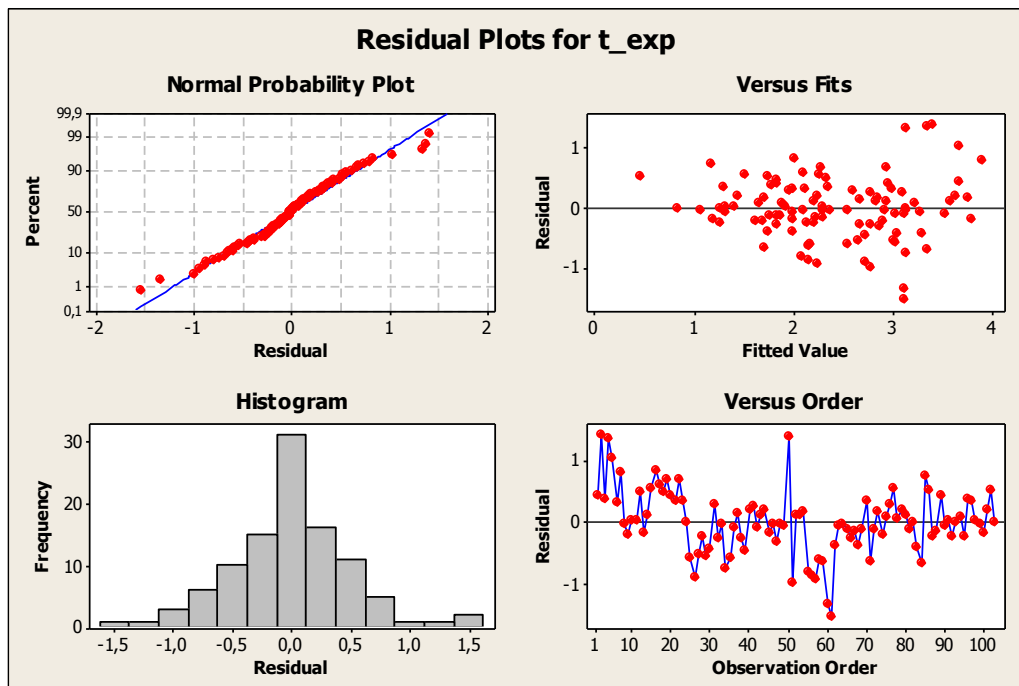


FIGURA 6.1 – Gráficos dos Resíduos para a variável dependente τ_{CE} - Vigas com estribos.

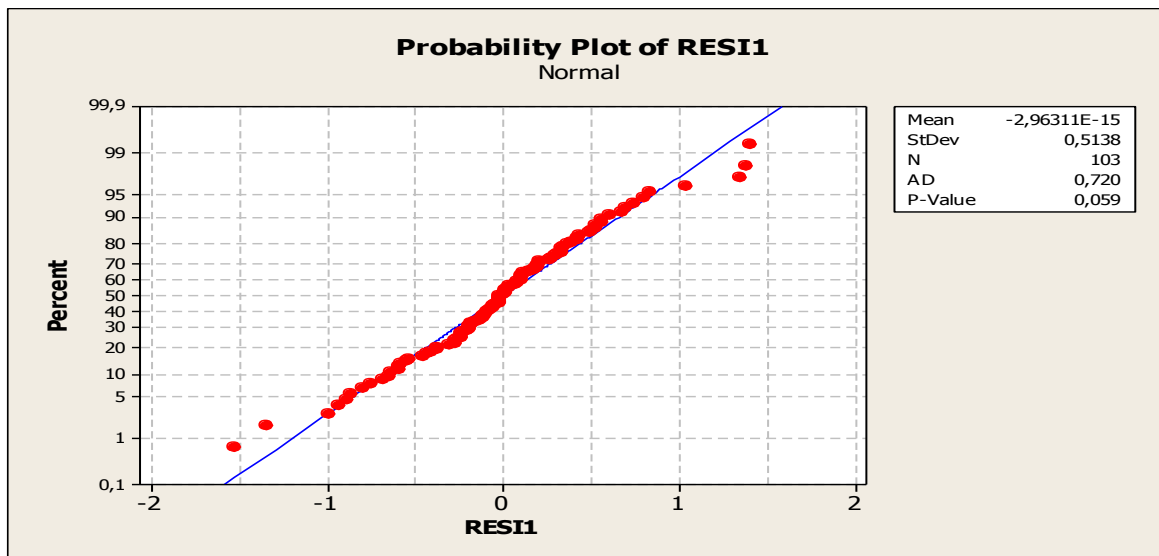


FIGURA 6.2 – Detalhe do gráfico dos Resíduos para τ_{CE} - Vigas com estribos

6.2.2 - Vigas sem Estribos

A seguir é apresentada a análise de regressão múltipla para vigas sem estribos. Com a finalidade de escolher as variáveis estatisticamente significantes para compor o melhor

modelo de regressão, foi utilizado o método “*stepwise*” com alfa de entrada igual a 0,05 e de saída igual a 0,10. Os resultados obtidos encontram-se na TAB. 6.8, onde são mostradas também as estatísticas de multicolinearidade. Nesta tabela, o significado dos termos é o mesmo apresentado para a TAB. 6.7. Os valores de VIF apresentados são sempre inferiores a 10, indicando não haver problemas de multicolinearidade.

TABELA 6.8 – Coeficientes das Variáveis para as vigas sem estribos.

Coeficientes^a

Modelo	Coeficientes Não Estandarizados		Coeficientes Estandarizados	t	Sig.	Estatísticas de Multicolinearidade	
	B	Erro Padrão	Beta			Tolerance	VIF
1 (Constante)	1,302	,225		5,799	,000		
Menor largura da viga	-,001	,000	-,272	-3,967	,000	,579	1,727
Altura útil da viga	,000	,000	-,407	-5,509	,000	,498	2,010
Taxa de armadura longitudinal à tração	,290	,035	,506	8,199	,000	,713	1,403
Resistência à compressão do concreto	,004	,001	,238	4,170	,000	,835	1,197
Vão de cisalhamento	-,093	,069	-,083	-1,347	,182	,708	1,412

a. Variável Dependente: Tensão de cisalhamento medida experimentalmente

Ajustando o modelo com as variáveis selecionadas e com $R^2 = 76,7\%$, chegou-se à seguinte expressão para a tensão resistente de cisalhamento das vigas sem estribos, τ_{SE} :

$$\tau_{SE} = 1,30 - 1,23 b_w - 0,345 d + 0,290 \rho_l + 0,00367 f_c - 0,0932 a / d \quad (6.2)$$

Nesta expressão, as variáveis b_w e d estão em metros, a taxa da armadura longitudinal ρ em porcentagem e a resistência do concreto f_c em MPa.

A análise dos resíduos para este modelo (FIGURAS 6.3 e 6.4) mostra que as suposições não foram violadas, pois os erros são normalmente distribuídos (dado que o valor-p do teste de Anderson Darling foi superior ao alfa pré-estabelecido de 5%), apresentam variância constante e são aleatórios. Os pontos dispersos de forma aleatória em torno do eixo horizontal atestam que o modelo de regressão linear é apropriado para os dados.

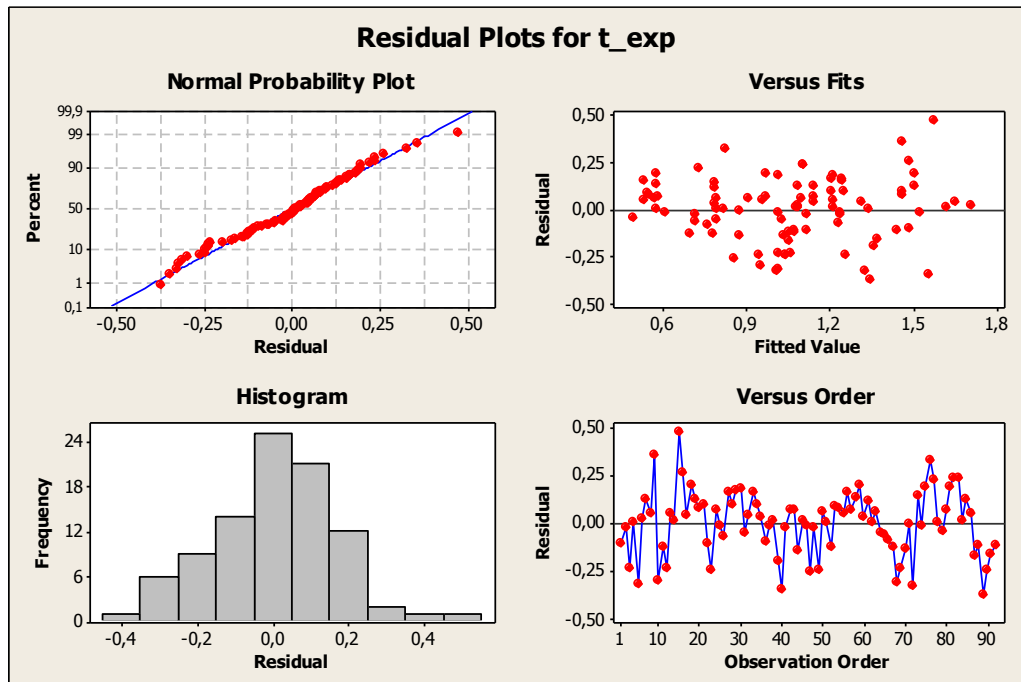


FIGURA 6.3 – Gráficos do Resíduo para τ_{SE} segundo a Eq.6.2 - Vigas sem estribos

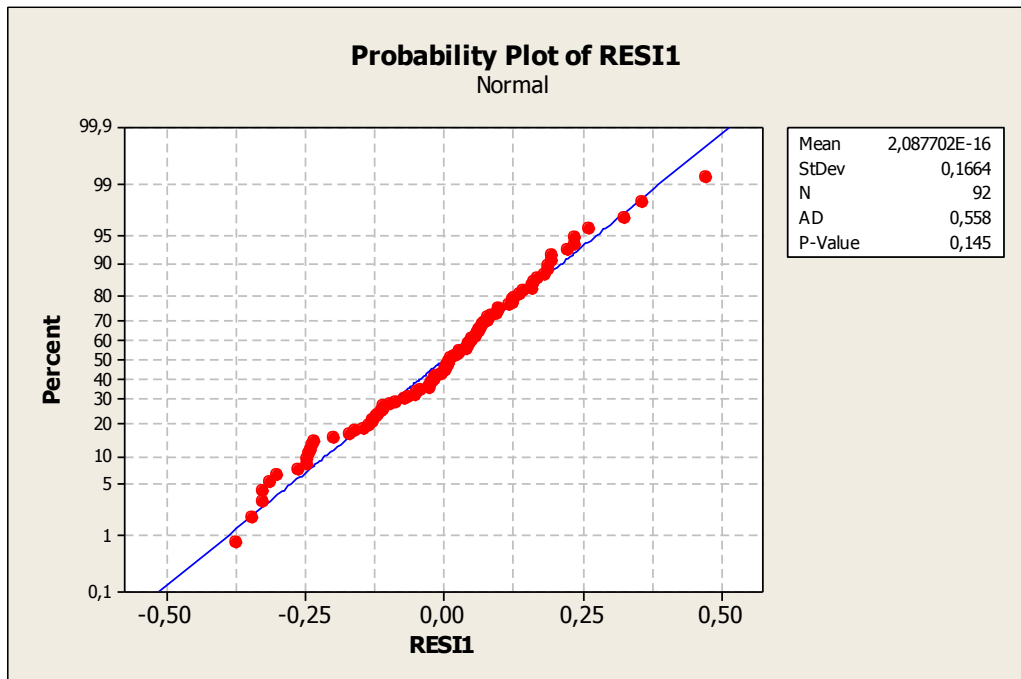


FIGURA 6.4 – Detalhe do gráfico dos resíduos para τ_{SE} segundo a Eq.6.2 - Vigas sem estribos

A variável a/d não foi significativa a 5%. Portanto, ela foi retirada do modelo o qual foi em seguida reajustado ($R^2 = 76,2\%$) dando origem à seguinte relação para a tensão de cisalhamento das vigas sem estribos, τ_{SE} :

$$\tau_{SE} = 1,02 - 1,24 b_w - 0,323 d + 0,275 \rho_l + 0,00406 f_c . \quad (6.3)$$

Na Eq. 6.3 as variáveis b_w e d estão em metros, a taxa da armadura longitudinal ρ_l em porcentagem e a resistência do concreto f_c em MPa. Os limites de validade para os parâmetros da Eq. 6.3 são: largura da viga b_w entre 0,15 e 0,40 m; altura útil d entre 0,14 e 1,89 m; taxa de armadura longitudinal ρ_l entre 0,5 e 2,8 % e resistência à compressão do concreto f_c entre 15 e 99 MPa.

A avaliação dos resíduos (FIGURAS 6.5 e 6.6) neste caso revela que os erros são normalmente distribuídos, apresentam variância constante e são aleatórios. Logo, temos um modelo de regressão que não viola as suposições.

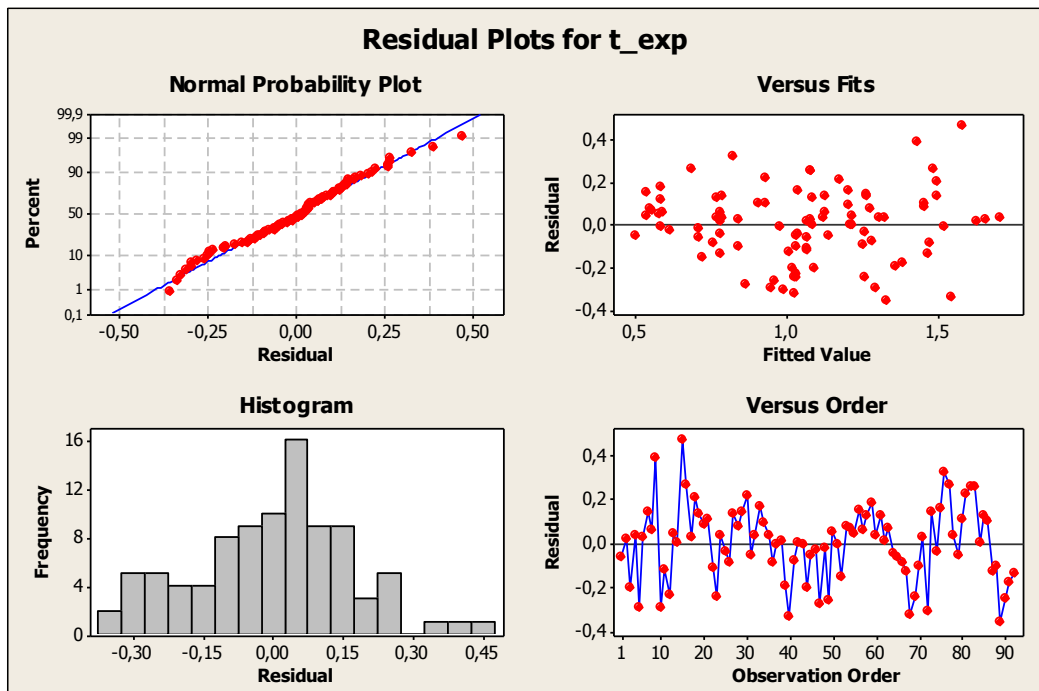


FIGURA 6.5 – Gráficos dos resíduos para a variável dependente τ_{SE} segundo a Eq.6.3 - Vigas sem estribos.

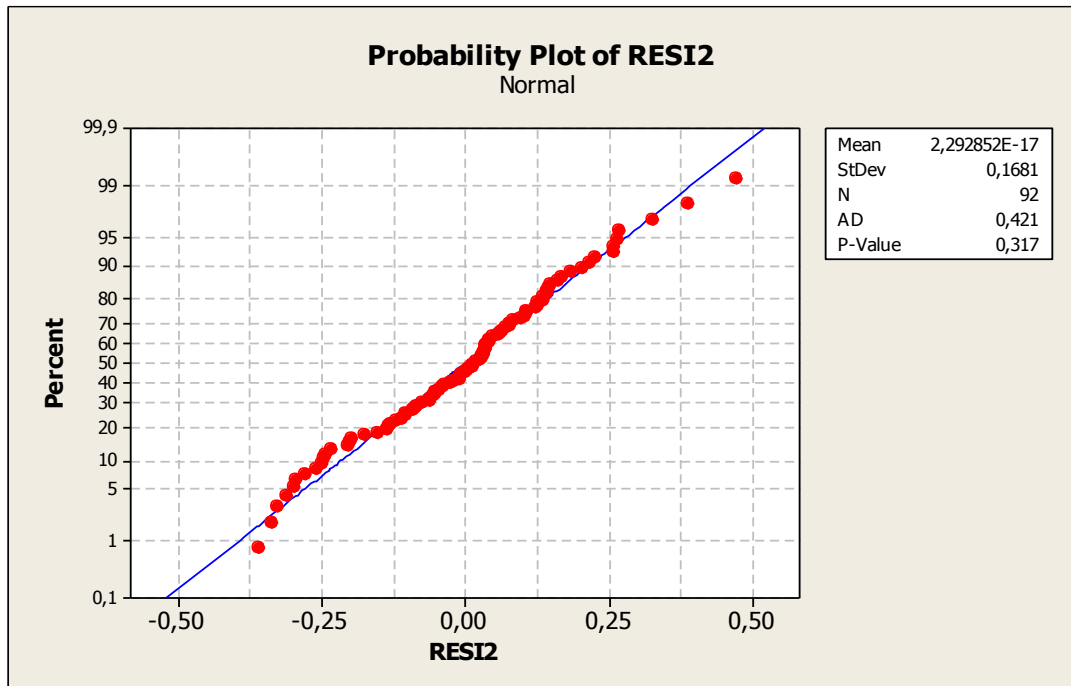


FIGURA 6.6 – Detalhe do gráfico dos Resíduos para τ_{SE} segundo a Eq.6.3 - Vigas sem estribos

6.3 - MODELO DE CÁLCULO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A norma brasileira NBR 6118 (2007) prescreve sempre o emprego de armadura transversal de combate ao esforço cortante. Portanto, para a análise de confiabilidade foi definido como modelo para representar a resistência ao esforço cortante das vigas de concreto armado a Eq. 6.1 novamente mostrada abaixo:

$$\tau = 2,86 - 2,80 b_w - 0,675 d + 0,412 \rho_l + 0,00702 f_c - 0,528 a/d + 1,4 \rho_w f_y \quad (6.1)$$

Nesta as variáveis b_w e d estão em metros, a taxa da armadura longitudinal ρ_l em porcentagem, resistência do concreto f_c em MPa e a resistência da armadura transversal $\rho_w f_y$ em MPa. Os limites de validade para os parâmetros desta equação são: largura da viga

b_w entre 0,15 e 0,46 m; altura útil d entre 0,20 e 1,89 m; taxa de armadura longitudinal ρ_l entre 0,97 e 2,99 %; resistência à compressão do concreto f_c entre 13 e 125 MPa; relação a/d entre 2,49 e 4,50 e produto $\rho_w f_y$ entre 0,33 e 1,49 MPa.

6.4 - DEFINIÇÃO DA VARIÁVEL ERRO DO MODELO DE RESISTÊNCIA AO CISCALHAMENTO

De posse da equação 6.1 obtida, os resultados calculados foram analisados de forma a verificar a relação do erro do modelo com as variáveis, altura útil d , taxa de armadura longitudinal ρ_l , resistência a compressão do concreto f_c e resistência dos estribos $\rho_w f_y$. As FIGURAS 6.7 a 6.10 ilustram essas relações e demonstram que o modelo obtido pela regressão não é tendencioso em relação a estas variáveis.

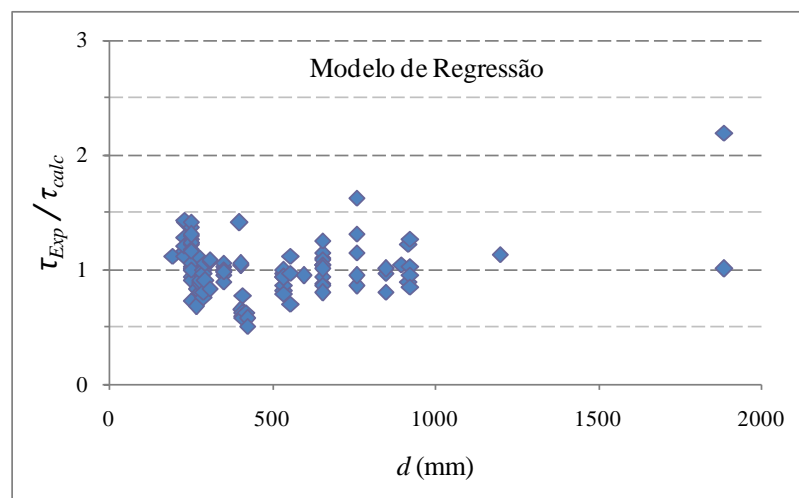


FIGURA 6.7 – Influência da altura útil no erro do modelo de regressão

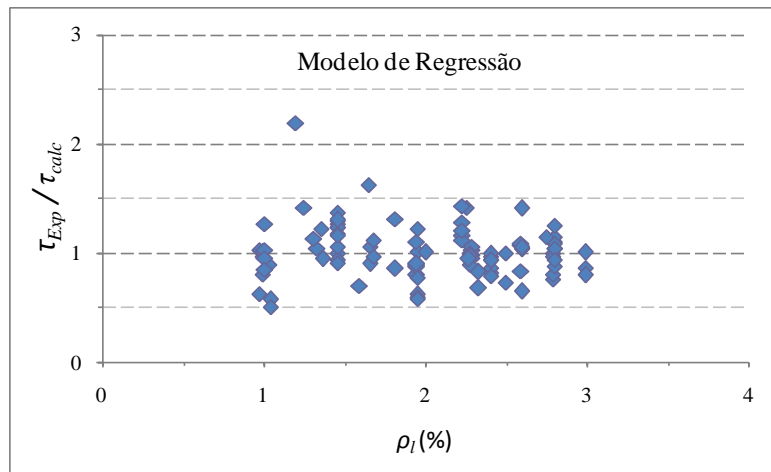


FIGURA 6.8 – Influência da taxa de armadura longitudinal no erro do modelo de regressão

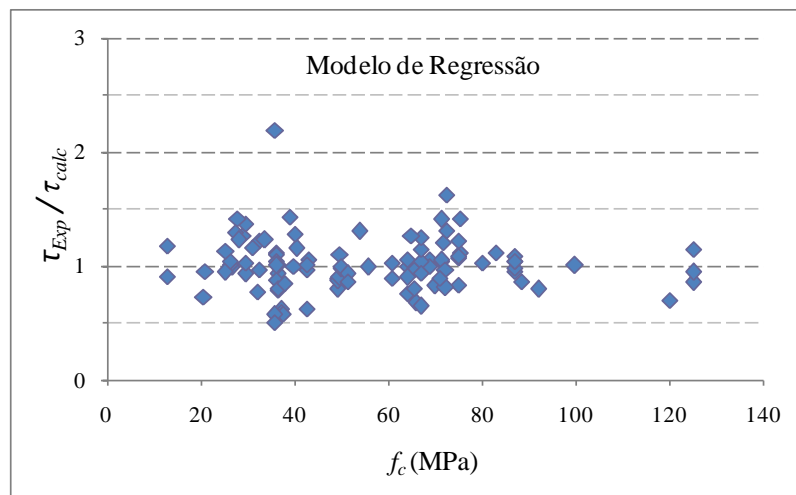


FIGURA 6.9 – Influência da resistência f_c do concreto no erro do modelo de regressão

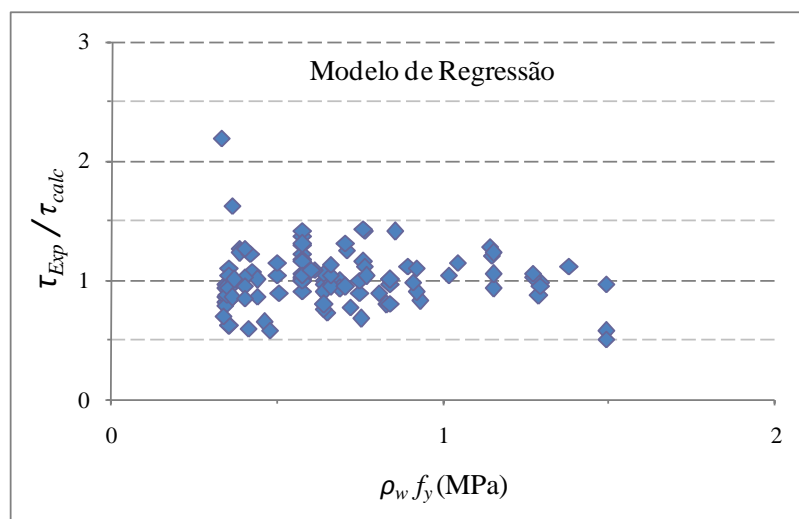


FIGURA 6.10 – Influência da resistência dos estribos no erro do modelo de regressão

A TAB. 6.9 mostra as estatísticas do erro dos modelos em estudo. Comparativamente aos resultados obtidos para os critérios normativos de dimensionamento analisados no capítulo anterior, além do valor médio próximo da unidade, o erro do modelo de regressão apresenta o coeficiente de variação de 23,5% enquanto os demais modelos apresentaram valores entre 30 e 34%.

TABELA 6.9 –Estatísticas da Variável ξ no Banco de Dados Filtrado

Estatísticas de $\xi = \tau_{exp}/\tau_{calc}$	Vigas com Estribos - Modelos de Dimensionamento				
	NBR 6118 Modelo I	EUROCODE 2 $\theta = 45^\circ$	ACI 318	CSA A23.3	Modelo Proposto (Eq. 6.1)
Média	1,01	4,19	1,26	1,16	1,01
Mediana	0,99	4,17	1,22	1,13	0,99
DP	0,3410	1,4243	0,3825	0,3443	0,2375
COV (%)	33,76	33,99	30,37	29,66	23,50
Mínimo	0,40	1,17	0,55	0,49	0,51
Máximo	2,10	7,96	2,49	2,25	2,19

O erro do modelo obtido via regressão para cálculo da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado segue distribuição normal, com média igual a 1,01 e desvio padrão de 0,2375. Comparando estes resultados e os obtidos com o modelo da NBR 6118 (2007) com valor de média e mediana bastante similar, observa-se que o modelo proposto apresenta coeficiente de variação significativamente menor o que por sua vez leva a valores extremos mais próximos da média.

7.

ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

Com o objetivo de avaliar os níveis de confiabilidade implícitos ao projeto de vigas de concreto armado com modo de falha ou de ruptura por cisalhamento, são necessários: (i) selecionar vigas representativas do problema em análise; (ii) identificar as variáveis aleatórias pertinentes ao problema; (iii) definir as estatísticas (parâmetros e tipo de distribuição) destas variáveis; (iv) estabelecer uma função de desempenho para o problema resistência versus solicitação; e (v) utilizar método de análise de confiabilidade compatível com a informação disponível.

As recomendações de projeto da NBR 6118 (2007) e do ACI 318 (2008) serão aqui avaliadas. Assim, este capítulo começa com a apresentação da configuração estrutural das 108 vigas de concreto armado consideradas neste estudo e que satisfazem as recomendações da NBR 6118 e do ACI 318.

Com relação às variáveis de interesse, foram identificadas: como variáveis aleatórias, a menor espessura da viga, b_w , a altura, h , o cobrimento da viga, c , a resistência à compressão do concreto, f_c , a tensão de escoamento da armadura transversal, f_y , o erro do modelo, ξ , a carga permanente, CP , a sobrecarga, SC ; as variáveis razão a/d , área de

armadura transversal, A_{sw} , área da armadura longitudinal, A_{st} , e espaçamento entre os estribos, s , foram assumidas como determinísticas.

A função de desempenho, na parcela que corresponde à resistência ao cisalhamento toma por base a expressão obtida via regressão descrita no Capítulo 6 e incorpora a variável erro do modelo. De posse da função de desempenho, as probabilidades de falha de vigas dimensionadas segundo o modelo I da NBR 6118 (2007) e o modelo simplificado do ACI 318 (2008) são calculadas via simulação de Monte Carlo. O capítulo conclui com a discussão dos resultados obtidos e a proposta de novo modelo de dimensionamento ao cisalhamento de vigas em consonância com as demais recomendações de projeto da NBR 6118.

7.1 CONFIGURAÇÃO ESTRUTURAL

Dentre os objetivos deste trabalho está a avaliação da influência de diversos parâmetros na confiabilidade de vigas de concreto armado quanto à ruptura por cisalhamento. Estes parâmetros são: a altura útil da viga, d , a resistência à compressão do concreto, f_c , a taxa de armadura longitudinal, ρ_l , a resistência dos estribos, $\rho_w f_y$, e a razão do carregamento ($r = \mu_{CP} / \mu_{SC}$).

As vigas analisadas correspondem a um valor de b_w (0,15 m), três valores de altura útil d (0,40 m, 0,60 m e 0,75 m), duas resistências características à compressão do concreto (25 e 45 MPa), três valores de taxa de armadura longitudinal ρ_l (0,35 %, 0,70% e 1,4 %), e três valores para a razão entre as médias do carregamento permanente e da sobrecarga ($r = \mu_{CP} / \mu_{SC} = 0,5, 1$ e 2).

As resistências características à compressão do concreto utilizadas correspondem, respectivamente, a valores usuais (25 MPa) e a um valor próximo ao limite permitido pela NBR 6118 (2007) de 50 MPa.

Os valores utilizados de taxas mínimas e máximas para as armaduras de flexão e de cisalhamento satisfazem os critérios da NBR 6118 (2007) e do ACI 318 (2008). Os teores de armadura longitudinal satisfazem ainda às taxas de armadura balanceada para ambas as normas.

A fim de facilitar a análise dos dados e resultados, cada viga receberá uma identificação constituída por 4 grupos de letras e números. O primeiro grupo representa a altura útil através da letra D seguida de 1, 2 ou 3, significando os valores de 0,40 m, 0,60 m e 0,75 m atribuídos a d . O segundo grupo representa a resistência característica à compressão do concreto e consiste das letras FC seguida de 1 ou 2, que correspondem aos valores de 25 MPa e 45 MPa, respectivamente. O terceiro grupo é composto de PL seguida de 1, 2 ou 3 representando os valores de 0,35 %, 0,70 % ou 1,4 % relativos à taxa de armadura longitudinal (ρ). As letras PF representam a resistência da armadura transversal, $\rho_w f_y$, seguida de 1 ou 2, indicando os valores de 0,76 MPa (estribo de 5 mm a cada 15 cm) ou 1,24 MPa (diâmetro de 6,3 mm a cada 15 cm), ambos utilizando aço CA 50.

A TAB. 7.1 identifica as 36 vigas de concreto armado analisadas e indica suas características geométricas e propriedades mecânicas dos materiais

7.2. ESTATÍSTICAS DAS VARIÁVEIS BÁSICAS

A seguir são apresentadas as estatísticas das variáveis relacionadas à resistência e ao carregamento das vigas, suas distribuições de probabilidade e respectivos parâmetros.

7.2.1. Variabilidade da Resistência

7.2.1.1. Variabilidade das Dimensões da Seção Transversal

As imperfeições geométricas nas peças de concreto armado surgem durante diferentes fases da construção e provocam variações nas dimensões da seção transversal. Estas

TABELA 7.1 - Características Geométricas e Propriedades Mecânicas dos Materiais.

Viga	Identificação	d (m)	f_{ck} (MPa)	ρ_l (%)	ρ_{wfy} (MPa)
1	D1-FC1-PL1-PF1	0,40	25	0,35	0,76
2	D1-FC1-PL1-PF2	0,40	25	0,35	1,24
3	D1-FC1-PL2-PF1	0,40	25	0,70	0,76
4	D1-FC1-PL2-PF2	0,40	25	0,70	1,24
5	D1-FC1-PL3-PF1	0,40	25	1,40	0,76
6	D1-FC1-PL3-PF2	0,40	25	1,40	1,24
7	D1-FC2-PL1-PF1	0,40	45	0,35	0,76
8	D1-FC2-PL1-PF2	0,40	45	0,35	1,24
9	D1-FC2-PL2-PF1	0,40	45	0,70	0,76
10	D1-FC2-PL2-PF2	0,40	45	0,70	1,24
11	D1-FC2-PL3-PF1	0,40	45	1,40	0,76
12	D1-FC2-PL3-PF2	0,40	45	1,40	1,24
13	D2-FC1-PL1-PF1	0,60	25	0,35	0,76
14	D2-FC1-PL1-PF2	0,60	25	0,35	1,24
15	D2-FC1-PL2-PF1	0,60	25	0,70	0,76
16	D2-FC1-PL2-PF2	0,60	25	0,70	1,24
17	D2-FC1-PL3-PF1	0,60	25	1,40	0,76
18	D2-FC1-PL3-PF2	0,60	25	1,40	1,24
19	D2-FC2-PL1-PF1	0,60	45	0,35	0,76
20	D2-FC2-PL1-PF2	0,60	45	0,35	1,24
21	D2-FC2-PL2-PF1	0,60	45	0,70	0,76
22	D2-FC2-PL2-PF2	0,60	45	0,70	1,24
23	D2-FC2-PL3-PF1	0,60	45	1,40	0,76
24	D2-FC2-PL3-PF2	0,60	45	1,40	1,24
25	D3-FC1-PL1-PF1	0,75	25	0,35	0,76
26	D3-FC1-PL1-PF2	0,75	25	0,35	1,24
27	D3-FC1-PL2-PF1	0,75	25	0,70	0,76
28	D3-FC1-PL2-PF2	0,75	25	0,70	1,24
29	D3-FC1-PL3-PF1	0,75	25	1,40	0,76
30	D3-FC1-PL3-PF2	0,75	25	1,40	1,24
31	D3-FC2-PL1-PF1	0,75	45	0,35	0,76
32	D3-FC2-PL1-PF2	0,75	45	0,35	1,24
33	D3-FC2-PL2-PF1	0,75	45	0,70	0,76
34	D3-FC2-PL2-PF2	0,75	45	0,70	1,24
35	D3-FC2-PL3-PF1	0,75	45	1,40	0,76
36	D3-FC2-PL3-PF2	0,75	45	1,40	1,24

variações nas dimensões e no formato dependem, por exemplo, do tamanho e da forma, sendo sensíveis à qualidade das fôrmas, da concretagem e da vibração. Por estas razões,

imperfeições geométricas variam de país para país, de região para região e até, de estrutura para estrutura, dependendo da qualidade, das técnicas de construção, dos equipamentos e do treinamento do pessoal local (MIRZA e MACGREGOR, 1979). Devido à sua simplicidade, esses autores recomendam o uso de distribuição normal para os modelos de probabilidade da variabilidade das dimensões.

Neste trabalho, foi considerado que a variabilidade dos desvios em relação aos valores nominais da altura, Δ_h , e da largura, Δ_b , seguem uma distribuição normal com média 1,59 mm e desvio padrão igual a 6,35 mm. Foi assumido também que o cobrimento é uma variável aleatória cujo desvio, Δ_c , em relação ao valor nominal, é dado por (MIRZA e MACGREGOR, 1979):

$$\Delta_c = 6,35 + 0,004 h \quad (7.1)$$

e o desvio padrão é 4,22 mm.

7.2.1.2. Variabilidade da Resistência à Compressão do Concreto

A resistência à compressão do concreto na estrutura difere de sua resistência característica especificada em projeto. As principais fontes da variabilidade na resistência do concreto são as variações nas propriedades dos materiais, nas proporções da mistura de concreto, nos métodos de mistura, transporte, lançamento e cura, nos procedimentos de teste e nas variações devido ao concreto estar em uma estrutura e não em corpos-de-prova.

A determinação do valor característico da resistência à compressão do concreto decorre do tratamento estatístico dos resultados de ensaios feitos sobre um número suficiente de corpos-de-prova. A NBR 6118 (2007) define o valor característico, f_{ck} , como aquele correspondente ao quantil de 5% da respectiva distribuição dada pela equação 7.2.

$$f_{ck} = \mu_c (1 - 1,65 V_c) \quad (7.2)$$

onde μ_c é a resistência média do concreto à compressão e V_c é o coeficiente de variação.

O ACI 318 (2008) define o valor característico, f'_c , pela equação 7.3.

$$f'_c = \mu_c (1 - 1,34 V_c) \quad (7.3)$$

onde μ_c é a resistência média do concreto à compressão e V_c é o coeficiente de variação.

Para uma determinada resistência característica, a média e o desvio padrão correspondentes podem ser obtidos caso o coeficiente de variação seja conhecido. Segundo MIRZA e MACGREGOR (1979), o coeficiente de variação pode ser tomado como praticamente constante para valores de resistência à compressão do concreto abaixo de 28 MPa, assumindo valores de 0,10, 0,15 e 0,20 para classes de controle de qualidade excelente, média e baixa, respectivamente. Pesquisas mais recentes indicam que a evolução dos controles de qualidade em todo o mundo conduz a coeficientes de variação próximos a 0,10 para uma ampla de faixa de resistências (AZEVEDO e DINIZ, 2008; NOWAK e SZERSZEN, 2003).

Embora a NBR 12655 (1996) e o ACI 318 (2008) utilizem a distribuição Normal como modelo analítico para descrição da variabilidade da resistência à compressão do concreto, existem estudos que apontam a distribuição Lognormal como um modelo mais adequado para descrição desta variabilidade (AZEVEDO e DINIZ, 2008; DINIZ e FRANGOPOL, 1997). Pelo exposto, neste estudo foi assumida a distribuição Lognormal como modelo analítico para a descrição da variabilidade da resistência à compressão do concreto com coeficiente de variação igual a 0,10.

7.2.1.3. Variabilidade da Tensão de Escoamento do Aço

São várias as fontes de variação na tensão de escoamento do aço: a variação na própria resistência do material, a variação na área da seção transversal da barra, o efeito da duração do carregamento, o efeito do diâmetro da barra nas propriedades das barras e o efeito da deformação na qual a tensão de escoamento é definida (MIRZA e MACGREGOR, 1979a). As tensões de escoamento obtidas através de ensaios tendem a ser superestimadas, uma vez

que estes ensaios são conduzidos sob taxas de deformação mais altas do que as correspondentes ao carregamento estático das estruturas. Além disso, como a maioria dos ensaios têm se baseado nas áreas nominais das barras, é razoável que a tensão de escoamento também se baseie em valores nominais.

De acordo com a NBR 12655 (1996), a resistência característica ao escoamento do aço f_{yk} é admitida como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material. O valor característico f_{yk} é definido pelas expressões:

$$f_{yk} = \mu_{aço} (1 - 1,65 \cdot V_{aço}), e \quad (7.4)$$

$$V_{aço} = S_{aço} / \mu_{aço}, \quad (7.5)$$

onde:

$V_{aço}$ é o coeficiente de variação da resistência ao escoamento do aço;

f_{yk} é a resistência característica ao escoamento do aço;

$\mu_{aço}$ é a resistência média ao escoamento do aço;

$S_{aço}$ é o desvio padrão da resistência ao escoamento do aço.

O tipo de aço considerado para a armadura transversal tem resistência média ao escoamento calculada por meio da equação (7.4) para o valor de f_{yk} igual a 500 MPa. O coeficiente de variação adotado foi 0,05 (PIMENTA, 2008).

7.2.1.4. Variabilidade das Áreas de Armadura Longitudinal e Transversal

A variabilidade da área das armaduras está usualmente incorporada nas estatísticas da tensão de escoamento do aço (PIMENTA, 2008). Para efeitos práticos, as áreas das armaduras longitudinais e transversais foram consideradas como variáveis determinísticas.

7.2.1.5. Erro do Modelo

Na análise de confiabilidade desenvolvida, o modelo de cálculo da resistência ao cisalhamento é dado pela Eq.6.1. A variável ξ que representa o erro associado a este modelo segue distribuição normal, apresenta média de 1,01 e coeficiente de variação de 23,5%.

7.2.1.6. Resumo das Estatísticas das Variáveis Básicas Relacionadas à Resistência das Vigas

O resumo das estatísticas das variáveis básicas relacionadas à resistência das vigas, incluindo as referências bibliográficas, é apresentado na TAB.7.2.

TABELA 7.2 – Estatísticas das Variáveis Básicas Relacionadas à Resistência das Vigas

Variável Básica	Média (μ)	Desvio Padrão (S)	Coef. Variação (V)	Distribuição de Probabilidade	Referência
$f_{ck} = 25$ MPa	29,9 MPa*	-	0,10	Lognormal	Assumido
$f_{ck} = 45$ MPa	53,9 MPa*	-	0,10	Lognormal	Assumido
$f'_c = 25$ MPa	28,9 MPa**	-	0,10	Lognormal	Assumido
$f'_c = 45$ MPa	52 MPa**	-	0,10	Lognormal	Assumido
$f_{yk} = 500$ MPa	545 MPa	-	0,05	Lognormal	PIMENTA (2008)
$\Delta b_w, \Delta h$ (mm)	1,59 mm	6,35 mm	-	Normal	MIRZA E MACGREGOR (1979)
Δc (mm)	$6,35 + 0,004 h$	4,22 mm	-	Normal	MIRZA E MACGREGOR (1979)
ξ	1,01	0,2375	-	Normal	Cap. 6
<p>* - $\mu = f_{ck} / (1 - 1,65V)$</p> <p>** - $\mu = f_{ck} / (1 - 1,34V)$</p>					

7.2.2 Variabilidade das Cargas

Em uma análise de confiabilidade é necessário o conhecimento das estatísticas do carregamento considerado, isto é, o tipo de distribuição de probabilidade e parâmetros correspondentes. Um resumo dessas estatísticas para a variabilidade do peso próprio e da sobrecarga, sugeridas por GALAMBOS *et al.* (1982), é apresentado na TAB.7.3.

TABELA 7.3 - Estatísticas do Carregamento (GALAMBOS *et al.*, 1982).

Tipo de Carga	μ_v / U_m *	Coefficiente de variação	Tipo de distribuição de probabilidade
Carga Permanente	1,05	0,10	Normal
Sobrecarga	1,00	0,25	Valores extremos Tipo I
* Razão entre a Média e o Valor Característico			

Neste estudo foram adotados três valores para a razão entre a carga permanente e sobrecarga, $r = \mu_{cp} / \mu_{sc}$ (0,5, 1,0 e 2,0). As estatísticas descritas na TAB.7.3 foram utilizadas na representação da variabilidade da carga permanente e da sobrecarga.

Os valores adotados para as ações a serem consideradas nos projetos estruturais são os chamados valores característicos ou nominais. Estes valores podem ser diferentes dos correspondentes valores médios. Além disso, a ação de cálculo é obtida com a aplicação de fatores de majoração de cargas, cujos valores dependem do tipo de carga e se o efeito correspondente é favorável ou não. Em uma análise de confiabilidade é necessário o conhecimento das estatísticas do carregamento considerado, isto é, a média, o coeficiente de variação e o tipo de distribuição. Os valores do coeficiente de variação e o tipo de distribuição para o carregamento considerado no presente estudo são apresentados na TAB. 7.3.

As vigas analisadas foram projetadas segundo as recomendações do modelo *I* da NBR 6118 (2007) e do modelo simplificado do ACI 318 (2008). Nestes casos, a resistência de cálculo, R_d , é igual à solicitação de cálculo, S_d , ou seja:

$$R_d = S_d . \quad (7.6)$$

Para o caso do esforço cortante de vigas, a equação 7.6 equivale a, em termos gerais:

$$\phi \tau_n = \tau_d , \quad (7.7)$$

onde:

ϕ é o fator de minoração da tensão de cisalhamento resistente nominal igual a 0,75 pelo ACI 318 (2008) e igual a 1 no caso da NBR 6118 (2007);

τ_n é a tensão de cisalhamento resistente nominal;

τ_d é a tensão de cisalhamento atuante de cálculo.

Neste trabalho será considerado que a viga está sujeita apenas a cargas permanentes (**CP**) e a sobrecargas (**SC**). Portanto, a tensão de cisalhamento atuante é obtida por:

$$\tau_d = \gamma_D \tau_{Dn} + \gamma_L \tau_{Ln} . \quad (7.8)$$

onde:

τ_{Dn} : Tensão de cisalhamento atuante nominal devido à carga permanente;

γ_D : Coeficiente de majoração da carga permanente. ;

τ_{Ln} : Tensão de cisalhamento atuante nominal devido à sobrecarga;

γ_L : Coeficiente de majoração da sobrecarga;

Considerando uma viga biapoiada de vão L sempre igual a $10d$ (altura útil) e que as cargas atuantes são uniformemente distribuídas, as tensões de cisalhamento τ_{Dn} e τ_{Ln} são dadas por:

$$\tau_{Dn} = \frac{CP L}{2 b_w d} , e \quad (7.9)$$

$$\tau_{Ln} = \frac{SC L}{2 b_w d} , \quad (7.10)$$

onde **CP** e **SC** são, respectivamente, a carga permanente e a sobrecarga uniformemente distribuídas.

Substituindo as equações 7.9 e 7.10 em 7.8, chega-se a :

$$\tau_d = \gamma_D \frac{CP L}{2 b_w d} + \gamma_L \frac{SC L}{2 b_w d}. \quad (7.11)$$

Com as informações contidas na tabela 7.3, sobre a relação μ_v/U_m , obtém-se:

$$CP = \frac{\mu_{CP}}{1,05}; \quad (7.12)$$

$$SC = \mu_{SC}, \quad (7.13)$$

onde μ_{CP} e μ_{SC} são as médias da carga permanente e da sobrecarga, respectivamente.

Substituindo as equações 7.12 e 7.13 na equação 7.11 tem-se:

$$\tau_d = \frac{L}{2 b_w d} \left(\gamma_D \frac{\mu_{CP}}{1,05} + \gamma_L \mu_{SC} \right). \quad (7.14)$$

Para a razão do carregamento ($r = \mu_{CP} / \mu_{SC}$), a equação 7.14 pode ser reescrita como:

$$\tau_d = \frac{L}{2 b_w d} \mu_{SC} \left(\gamma_D \frac{r}{1,05} + \gamma_L \right). \quad (7.15)$$

A média da sobrecarga, μ_{SC} , pode então ser obtida:

$$\mu_{SC} = \frac{2 b_w d}{L} \frac{\tau_d}{\left(\gamma_D \frac{r}{1,05} + \gamma_L \right)}. \quad (7.16)$$

A TAB. 7.4 corresponde aos resultados obtidos para as vigas projetadas segundo o modelo I da NBR 6118 ($\gamma_D = \gamma_L = 1,4$, $\gamma_c = 1,4$, $\gamma_s = 1,15$). Os resultados obtidos quando se utilizou o modelo simplificado proposto pelo ACI 318 constam da TAB. 7.5 (sendo $\gamma_D = 1,2$, $\gamma_L = 1,6$ e $\phi = 0,75$). As equações de dimensionamento da tensão de cisalhamento de cálculo das normas brasileira e americana, τ_d , descritas no capítulo 4, correspondem a:

$$\tau_{d,NBR} = 0,126 \left(\frac{f_{ck}}{\gamma_d} \right)^{2/3} + 0,9 \rho_w \frac{f_y}{\gamma_s}, e \quad (7.17)$$

$$\tau_{d,ACI} = \phi \left(\sqrt{f'_c} + \rho_w f_y \right). \quad (7.18)$$

TABELA 7.4 – Tensão de Cisalhamento Resistente, τ_d , Média da Sobrecarga, μ_{SC} , e Média da Carga Permanente, μ_{CP} , segundo a NBR 6118 (2007)

Viga	τ_d (MPa)	$r = 0,5$		$r = 1$		$r = 2$	
		μ_{SC} (N/mm)	μ_{CP} (N/mm)	μ_{SC} (N/mm)	μ_{CP} (N/mm)	μ_{SC} (N/mm)	μ_{CP} (N/mm)
D1-FC1-PL1-PF1	1,36	19,80	9,90	14,97	14,97	10,06	20,13
D1-FC1-PL1-PF2	1,74	25,26	12,63	19,10	19,10	12,84	25,67
D1-FC1-PL2-PF1	1,36	19,80	9,90	14,97	14,97	10,06	20,13
D1-FC1-PL2-PF2	1,74	25,26	12,63	19,10	19,10	12,84	25,67
D1-FC1-PL3-PF1	1,36	19,80	9,90	14,97	14,97	10,06	20,13
D1-FC1-PL3-PF2	1,74	25,26	12,63	19,10	19,10	12,84	25,67
D1-FC2-PL1-PF1	1,73	25,16	12,58	19,03	19,03	12,79	25,58
D1-FC2-PL1-PF2	2,11	30,62	15,31	23,15	23,15	15,56	31,12
D1-FC2-PL2-PF1	1,73	25,16	12,58	19,03	19,03	12,79	25,58
D1-FC2-PL2-PF2	2,11	30,62	15,31	23,15	23,15	15,56	31,12
D1-FC2-PL3-PF1	1,73	25,16	12,58	19,03	19,03	12,79	25,58
D1-FC2-PL3-PF2	2,11	30,62	15,31	23,15	23,15	15,56	31,12
D2-FC1-PL1-PF1	1,36	19,80	9,90	14,97	14,97	10,06	20,13
D2-FC1-PL1-PF2	1,74	25,26	12,63	19,10	19,10	12,84	25,67
D2-FC1-PL2-PF1	1,36	19,80	9,90	14,97	14,97	10,06	20,13
D2-FC1-PL2-PF2	1,74	25,26	12,63	19,10	19,10	12,84	25,67
D2-FC1-PL3-PF1	1,36	19,80	9,90	14,97	14,97	10,06	20,13
D2-FC1-PL3-PF2	1,74	25,26	12,63	19,10	19,10	12,84	25,67
D2-FC2-PL1-PF1	1,73	25,16	12,58	19,03	19,03	12,79	25,58
D2-FC2-PL1-PF2	2,11	30,62	15,31	23,15	23,15	15,56	31,12
D2-FC2-PL2-PF1	1,73	25,16	12,58	19,03	19,03	12,79	25,58
D2-FC2-PL2-PF2	2,11	30,62	15,31	23,15	23,15	15,56	31,12
D2-FC2-PL3-PF1	1,73	25,16	12,58	19,03	19,03	12,79	25,58
D2-FC2-PL3-PF2	2,11	30,62	15,31	23,15	23,15	15,56	31,12
D3-FC1-PL1-PF1	1,36	19,80	9,90	14,97	14,97	10,06	20,13
D3-FC1-PL1-PF2	1,74	25,26	12,63	19,10	19,10	12,84	25,67
D3-FC1-PL2-PF1	1,36	19,80	9,90	14,97	14,97	10,06	20,13
D3-FC1-PL2-PF2	1,74	25,26	12,63	19,10	19,10	12,84	25,67
D3-FC1-PL3-PF1	1,36	19,80	9,90	14,97	14,97	10,06	20,13
D3-FC1-PL3-PF2	1,74	25,26	12,63	19,10	19,10	12,84	25,67
D3-FC2-PL1-PF1	1,73	25,16	12,58	19,03	19,03	12,79	25,58
D3-FC2-PL1-PF2	2,11	30,62	15,31	23,15	23,15	15,56	31,12
D3-FC2-PL2-PF1	1,73	25,16	12,58	19,03	19,03	12,79	25,58
D3-FC2-PL2-PF2	2,11	30,62	15,31	23,15	23,15	15,56	31,12
D3-FC2-PL3-PF1	1,73	25,16	12,58	19,03	19,03	12,79	25,58
D3-FC2-PL3-PF2	2,11	30,62	15,31	23,15	23,15	15,56	31,12

TABELA 7.5 – Tensão de Cisalhamento Resistente, τ_a , Média da Sobrecarga, μ_{SC} , e Média da Carga Permanente, μ_{CP} , segundo ACI 318 (2008)

Viga	τ_a (MPa)	$r = 0,5$		$r = 1$		$r = 2$	
		μ_{SC} (N/mm)	μ_{CP} (N/mm)	μ_{SC} (N/mm)	μ_{CP} (N/mm)	μ_{SC} (N/mm)	μ_{CP} (N/mm)
D1-FC1-PL1-PF1	1,21	16,68	8,34	13,21	13,21	9,32	18,65
D1-FC1-PL1-PF2	1,57	21,66	10,83	17,14	17,14	12,10	24,20
D1-FC1-PL2-PF1	1,21	16,68	8,34	13,21	13,21	9,32	18,65
D1-FC1-PL2-PF2	1,57	21,66	10,83	17,14	17,14	12,10	24,20
D1-FC1-PL3-PF1	1,21	16,68	8,34	13,21	13,21	9,32	18,65
D1-FC1-PL3-PF2	1,57	21,66	10,83	17,14	17,14	12,10	24,20
D1-FC2-PL1-PF1	1,43	19,69	9,85	15,59	15,59	11,00	22,01
D1-FC2-PL1-PF2	1,79	24,67	12,33	19,53	19,53	13,78	27,57
D1-FC2-PL2-PF1	1,43	19,69	9,85	15,59	15,59	11,00	22,01
D1-FC2-PL2-PF2	1,79	24,67	12,33	19,53	19,53	13,78	27,57
D1-FC2-PL3-PF1	1,43	19,69	9,85	15,59	15,59	11,00	22,01
D1-FC2-PL3-PF2	1,79	24,67	12,33	19,53	19,53	13,78	27,57
D2-FC1-PL1-PF1	1,21	16,68	8,34	13,21	13,21	9,32	18,65
D2-FC1-PL1-PF2	1,57	21,66	10,83	17,14	17,14	12,10	24,20
D2-FC1-PL2-PF1	1,21	16,68	8,34	13,21	13,21	9,32	18,65
D2-FC1-PL2-PF2	1,57	21,66	10,83	17,14	17,14	12,10	24,20
D2-FC1-PL3-PF1	1,21	16,68	8,34	13,21	13,21	9,32	18,65
D2-FC1-PL3-PF2	1,57	21,66	10,83	17,14	17,14	12,10	24,20
D2-FC2-PL1-PF1	1,43	19,69	9,85	15,59	15,59	11,00	22,01
D2-FC2-PL1-PF2	1,79	24,67	12,33	19,53	19,53	13,78	27,57
D2-FC2-PL2-PF1	1,43	19,69	9,85	15,59	15,59	11,00	22,01
D2-FC2-PL2-PF2	1,79	24,67	12,33	19,53	19,53	13,78	27,57
D2-FC2-PL3-PF1	1,43	19,69	9,85	15,59	15,59	11,00	22,01
D2-FC2-PL3-PF2	1,79	24,67	12,33	19,53	19,53	13,78	27,57
D3-FC1-PL1-PF1	1,21	16,68	8,34	13,21	13,21	9,32	18,65
D3-FC1-PL1-PF2	1,57	21,66	10,83	17,14	17,14	12,10	24,20
D3-FC1-PL2-PF1	1,21	16,68	8,34	13,21	13,21	9,32	18,65
D3-FC1-PL2-PF2	1,57	21,66	10,83	17,14	17,14	12,10	24,20
D3-FC1-PL3-PF1	1,21	16,68	8,34	13,21	13,21	9,32	18,65
D3-FC1-PL3-PF2	1,57	21,66	10,83	17,14	17,14	12,10	24,20
D3-FC2-PL1-PF1	1,43	19,69	9,85	15,59	15,59	11,00	22,01
D3-FC2-PL1-PF2	1,79	24,67	12,33	19,53	19,53	13,78	27,57
D3-FC2-PL2-PF1	1,43	19,69	9,85	15,59	15,59	11,00	22,01
D3-FC2-PL2-PF2	1,79	24,67	12,33	19,53	19,53	13,78	27,57
D3-FC2-PL3-PF1	1,43	19,69	9,85	15,59	15,59	11,00	22,01
D3-FC2-PL3-PF2	1,79	24,67	12,33	19,53	19,53	13,78	27,57

7.3. FUNÇÃO DE DESEMPENHO

A função de desempenho, em sua forma mais geral, pode ser representada por

$$g(X) = R - S,$$

onde R é a resistência e S o efeito do carregamento.

No problema em questão, a resistência corresponde à tensão de cisalhamento resistente, τ_R , calculada segundo o produto da equação 6.1 e o erro do modelo. A tensão de cisalhamento atuante, τ_S , representa o efeito do carregamento e é a soma das parcelas da tensão de cisalhamento devido à carga permanente e da sobrecarga. Assim, a função de desempenho é dada por:

$$g(\tau_R, \tau_S) = \tau_R - \tau_S = 0 \quad (7.19)$$

Onde:

- $\tau_R = (2,86 - 2,80b_w - 0,675d + 0,412\rho_l + 0,00702f_c - 0,528a/d + 1,4\rho_w f_y) \cdot \xi$
- ξ é uma variável normal com média 1,01 e coeficiente de variação 23,5% (definida no item 6.4 do capítulo anterior);
- a é o vão de cisalhamento da viga (m); para vigas com cargas distribuídas foi adotado $a = L/4$.
- $\tau_S = \frac{(CP + SC)L}{2b_w d}$;
- CP representa a carga permanente, uma variável com distribuição normal, média μ_{CP} e coeficiente de variação igual a 0,10 (vide TAB.7.3);
- SC representa a sobrecarga, uma variável com distribuição tipo Gumbel, média μ_{SC} e coeficiente de variação igual a 0,25 (vide TAB.7.3);
- os valores utilizados de μ_{CP} e μ_{SC} são os obtidos na TAB.7.4 para NBR 6118 (2007) e TAB.7.5 para ACI 318 (2008);
- L é o vão da viga (m); b_w é a menor largura da viga (m); d é a altura útil da viga (m).

Especial atenção será dada à descrição probabilística da resistência, conforme descrito no item a seguir.

7.4. SIMULAÇÃO DA RESISTÊNCIA

Neste estudo foi utilizada a Simulação de Monte Carlo para a análise de confiabilidade de vigas em concreto armado com modo de falha por cisalhamento. Portanto, as distribuições de probabilidade de todas as variáveis aleatórias envolvidas no problema e também a relação determinística entre estas variáveis que define o desempenho das vigas, devem ser conhecidas. Estes dados constam do item 7.2.

Cada uma das 108 vigas em concreto armado analisadas foi simulada 100.000 vezes para a obtenção das estatísticas da tensão de cisalhamento resistente, τ_R , conforme descrito no item 7.3. Este procedimento computacional foi implementado a partir do software Matlab R2010A e as ferramentas do *Statistics toolbox*.

7.4.1. Estatísticas da Tensão de Cisalhamento Resistente Simulada

As estatísticas da tensão de cisalhamento resistente simulada (mínimo, máximo, média e desvio padrão) para as vigas analisadas estão apresentadas na TAB. 7.6. A presença de valor da tensão resistente mínima inferior a zero, ou seja, sem significado físico, foi investigada. Este valor é devido ao erro do modelo que apresenta média próxima da unidade e coeficiente de variação considerável de 23,5%, o que provoca uma grande variabilidade nos resultados em relação à média. Este fato foi observado uma vez a cada 100.000 simulações. A análise dos resultados indica que as variáveis d , f_c , ρ_l e $\rho_w f_y$ alteram o valor da tensão de cisalhamento resistente, antecipando a existência de uma influência significativa nos níveis de confiabilidade das vigas de concreto armado. O valor analisado de $\tau_{NBR,n}$ é o valor nominal da tensão resistente de cisalhamento segundo a NBR 6118 (2007).

Tabela 7.6 - Estatísticas da tensão de cisalhamento resistente obtida via simulação de Monte Carlo, τ_R , e a tensão nominal segundo a NBR 6118, $\tau_{NBR, n}$.

Vigas	Tensão de Cisalhamento Resistente, τ_R (MPa)				$\tau_{NBR, n}$	$\mu\tau_R / \tau_{NBR, n}$
	Média $\mu\tau_R$	Desvio padrão	Mínimo	Máximo		
<i>D1-FC1-PL1-PF1</i>	2,41	0,59	*	5,29	1,40	1,72
<i>D1-FC1-PL1-PF2</i>	3,27	0,81	*	7,42	2,19	1,49
<i>D1-FC1-PL2-PF1</i>	2,55	0,63	*	5,55	1,40	1,82
<i>D1-FC1-PL2-PF2</i>	3,42	0,85	*	7,68	2,19	1,56
<i>D1-FC1-PL3-PF1</i>	2,84	0,69	*	6,09	1,40	2,03
<i>D1-FC1-PL3-PF2</i>	3,71	0,91	*	8,21	2,19	1,69
<i>D1-FC2-PL1-PF1</i>	2,58	0,63	*	5,63	1,92	1,35
<i>D1-FC2-PL1-PF2</i>	3,44	0,85	*	7,76	2,71	1,27
<i>D1-FC2-PL2-PF1</i>	2,72	0,66	*	5,89	1,92	1,42
<i>D1-FC2-PL2-PF2</i>	3,59	0,89	*	8,02	2,71	1,32
<i>D1-FC2-PL3-PF1</i>	3,01	0,73	*	6,42	1,92	1,57
<i>D1-FC2-PL3-PF2</i>	3,88	0,95	*	8,55	2,71	1,43
<i>D2-FC1-PL1-PF1</i>	2,27	0,56	*	5,05	1,40	1,62
<i>D2-FC1-PL1-PF2</i>	3,14	0,78	*	7,18	2,19	1,43
<i>D2-FC1-PL2-PF1</i>	2,16	0,54	*	4,84	1,40	1,54
<i>D2-FC1-PL2-PF2</i>	3,02	0,76	*	6,97	2,19	1,38
<i>D2-FC1-PL3-PF1</i>	2,71	0,66	*	5,87	1,40	1,93
<i>D2-FC1-PL3-PF2</i>	3,57	0,88	*	7,97	2,19	1,63
<i>D2-FC2-PL1-PF1</i>	2,44	0,60	*	5,39	1,92	1,27
<i>D2-FC2-PL1-PF2</i>	3,31	0,82	*	7,52	2,71	1,22
<i>D2-FC2-PL2-PF1</i>	2,33	0,57	*	5,18	1,92	1,21
<i>D2-FC2-PL2-PF2</i>	3,19	0,80	*	7,31	2,71	1,18
<i>D2-FC2-PL3-PF1</i>	2,88	0,70	*	6,18	1,92	1,50
<i>D2-FC2-PL3-PF2</i>	3,74	0,92	*	8,31	2,71	1,38
<i>D3-FC1-PL1-PF1</i>	2,17	0,54	*	4,88	1,40	1,55
<i>D3-FC1-PL1-PF2</i>	3,03	0,76	*	7,01	2,19	1,38
<i>D3-FC1-PL2-PF1</i>	2,32	0,57	*	5,14	1,40	1,65
<i>D3-FC1-PL2-PF2</i>	3,18	0,79	*	7,27	2,19	1,45
<i>D3-FC1-PL3-PF1</i>	2,61	0,64	*	5,72	1,40	1,86
<i>D3-FC1-PL3-PF2</i>	3,47	0,86	*	7,79	2,19	1,58
<i>D3-FC2-PL1-PF1</i>	2,34	0,58	*	5,22	1,92	1,22
<i>D3-FC2-PL1-PF2</i>	3,20	0,80	*	7,35	2,71	1,18
<i>D3-FC2-PL2-PF1</i>	2,49	0,61	*	5,48	1,92	1,30
<i>D3-FC2-PL2-PF2</i>	3,35	0,83	*	7,61	2,71	1,24
<i>D3-FC2-PL3-PF1</i>	2,78	0,68	*	6,02	1,92	1,45
<i>D3-FC2-PL3-PF2</i>	3,64	0,90	*	8,13	2,71	1,34

* Valor negativo e sem significado físico.

A FIG.7.1 apresenta a média da tensão resistente simulada, τ_R , e a tensão nominal segundo a NBR 6118 (2007). Maiores valores de f_c , de ρ_l , e de $\rho_w f_y$ promovem aumento na tensão resistente, enquanto maiores valores de d diminuem esta tensão resistente.

Comparando-se os valores da média da tensão resistente simulada com a tensão nominal calculada pela NBR 6118 (2007), $\tau_{NBR,n}$, mostrada na FIG.7.2, observa-se que os valores da NBR 6118 são sempre menores que os valores encontrados para a média da tensão resistente. A tensão nominal é a tensão calculada segundo a formulação da norma, porém considerando os fatores de minoração da resistência iguais a 1.

Na análise das figuras 7.1 e 7.2, observa-se que a relação $\mu\tau_R / \tau_{NBR,n}$ é significativamente menor para maiores valores de $\rho_w f_y$ e de f_c e menores valores de d e de ρ_l .

O mesmo procedimento foi realizado para o modelo simplificado do ACI 318 (2008). Os resultados se encontram na TAB.7.7 e nas FIGURAS 7.3 e 7.4. Comparada aos resultados obtidos com a NBR 6118 (2007), a tensão de cisalhamento resistente obtida via simulação de Monte Carlo é diferente por causa da estatística da resistência à compressão do concreto (vide TAB.7.2). Com relação à tendência das variáveis, os resultados obtidos para o ACI 318 são similares aos obtidos com a NBR 6118; entretanto, observa-se que as tensões nominais obtidas pelo ACI 318 são significativamente menores que as da NBR 6118.

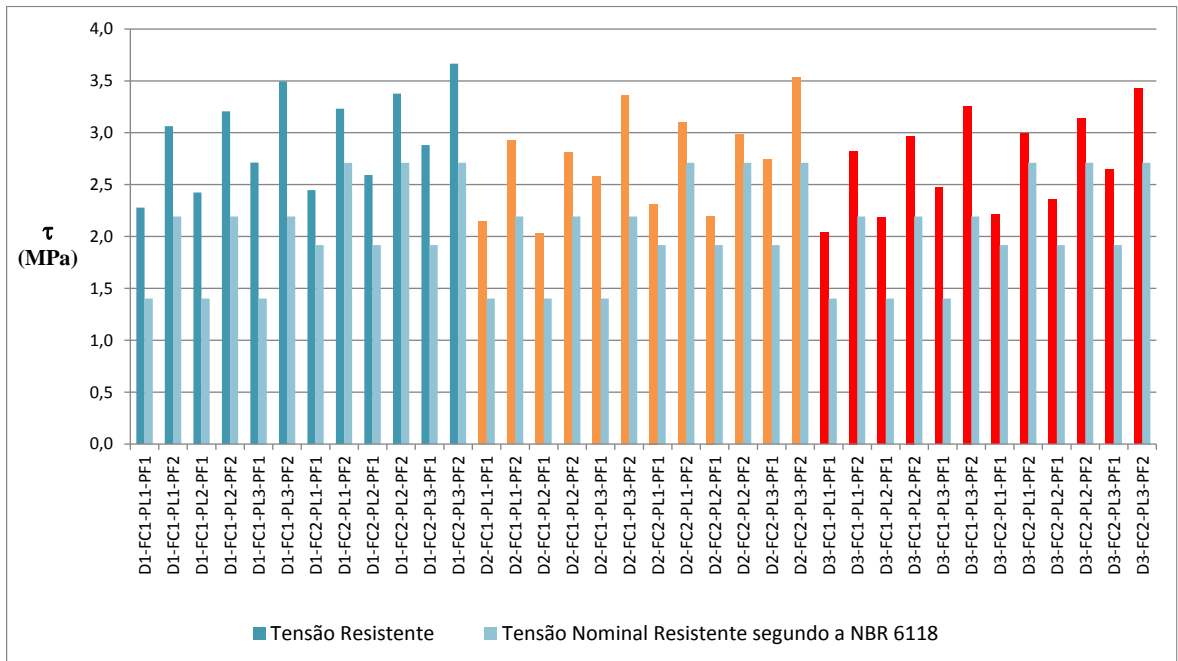


FIGURA 7.1 – Média da tensão resistente simulada e o valor da tensão nominal segundo NBR 6118, para cada uma das 36 vigas.

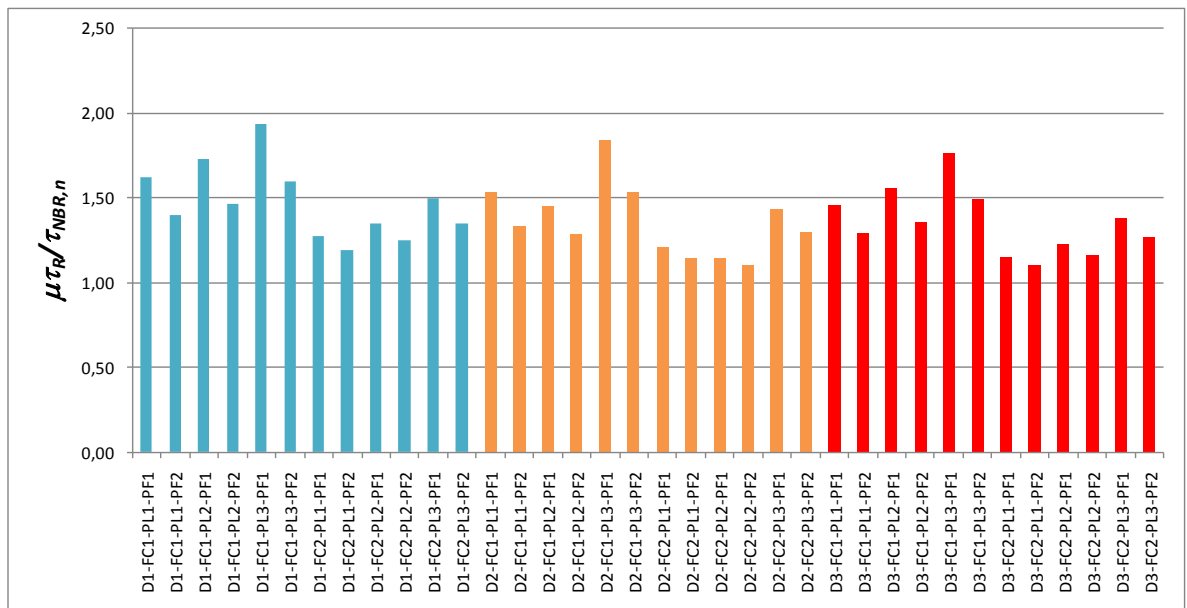


FIGURA 7.2 - Razão entre a média da tensão resistente simulada e a tensão nominal calculada segundo NBR 6118, para cada uma das 36 vigas.

Tabela 7.7 - Estatísticas da tensão de cisalhamento resistente obtida via simulação de Monte Carlo, τ_R , e a tensão nominal segundo o ACI 318, $\tau_{ACI, n}$.

Vigas	Tensão de Cisalhamento Resistente, τ_R (MPa)				$\tau_{ACI, n}$	$\mu\tau_R / \tau_{ACI, n}$
	Média	Desvio padrão	Mínimo	Máximo		
<i>D1-FC1-PL1-PF1</i>	2,27	0,54	*	4,70	1,19	1,90
<i>D1-FC1-PL1-PF2</i>	3,05	0,73	*	6,39	2,07	1,47
<i>D1-FC1-PL2-PF1</i>	2,42	0,58	*	4,99	1,19	2,02
<i>D1-FC1-PL2-PF2</i>	3,20	0,77	*	6,68	2,07	1,54
<i>D1-FC1-PL3-PF1</i>	2,70	0,65	*	5,56	1,19	2,27
<i>D1-FC1-PL3-PF2</i>	3,49	0,84	*	7,25	2,07	1,68
<i>D1-FC2-PL1-PF1</i>	2,43	0,58	*	4,99	1,48	1,65
<i>D1-FC2-PL1-PF2</i>	3,22	0,77	*	6,68	2,36	1,36
<i>D1-FC2-PL2-PF1</i>	2,58	0,62	*	5,27	1,48	1,75
<i>D1-FC2-PL2-PF2</i>	3,36	0,81	*	6,96	2,36	1,43
<i>D1-FC2-PL3-PF1</i>	2,87	0,68	*	5,84	1,48	1,94
<i>D1-FC2-PL3-PF2</i>	3,65	0,88	*	7,53	2,36	1,55
<i>D2-FC1-PL1-PF1</i>	2,13	0,51	*	4,47	1,19	1,79
<i>D2-FC1-PL1-PF2</i>	2,92	0,70	*	6,16	2,07	1,41
<i>D2-FC1-PL2-PF1</i>	2,02	0,49	*	4,24	1,19	1,69
<i>D2-FC1-PL2-PF2</i>	2,80	0,68	*	5,93	2,07	1,35
<i>D2-FC1-PL3-PF1</i>	2,57	0,62	*	5,33	1,19	2,15
<i>D2-FC1-PL3-PF2</i>	3,35	0,81	*	7,02	2,07	1,62
<i>D2-FC2-PL1-PF1</i>	2,30	0,55	*	4,75	1,48	1,55
<i>D2-FC2-PL1-PF2</i>	3,08	0,74	*	6,44	2,36	1,31
<i>D2-FC2-PL2-PF1</i>	2,18	0,52	*	4,52	1,48	1,48
<i>D2-FC2-PL2-PF2</i>	2,97	0,71	*	6,21	2,36	1,26
<i>D2-FC2-PL3-PF1</i>	2,73	0,65	*	5,62	1,48	1,85
<i>D2-FC2-PL3-PF2</i>	3,52	0,84	*	7,30	2,36	1,49
<i>D3-FC1-PL1-PF1</i>	2,03	0,49	*	4,31	1,19	1,70
<i>D3-FC1-PL1-PF2</i>	2,82	0,68	*	6,00	2,07	1,36
<i>D3-FC1-PL2-PF1</i>	2,18	0,52	*	4,60	1,19	1,82
<i>D3-FC1-PL2-PF2</i>	2,96	0,71	*	6,29	2,07	1,43
<i>D3-FC1-PL3-PF1</i>	2,47	0,59	*	5,19	1,19	2,07
<i>D3-FC1-PL3-PF2</i>	3,25	0,78	*	6,88	2,07	1,57
<i>D3-FC2-PL1-PF1</i>	2,20	0,53	*	4,59	1,48	1,49
<i>D3-FC2-PL1-PF2</i>	2,98	0,72	*	6,28	2,36	1,26
<i>D3-FC2-PL2-PF1</i>	2,34	0,56	*	4,89	1,48	1,58
<i>D3-FC2-PL2-PF2</i>	3,12	0,75	*	6,57	2,36	1,32
<i>D3-FC2-PL3-PF1</i>	2,63	0,63	*	5,47	1,48	1,78
<i>D3-FC2-PL3-PF2</i>	3,41	0,82	*	7,16	2,36	1,45

* Valor negativo e sem significado físico.

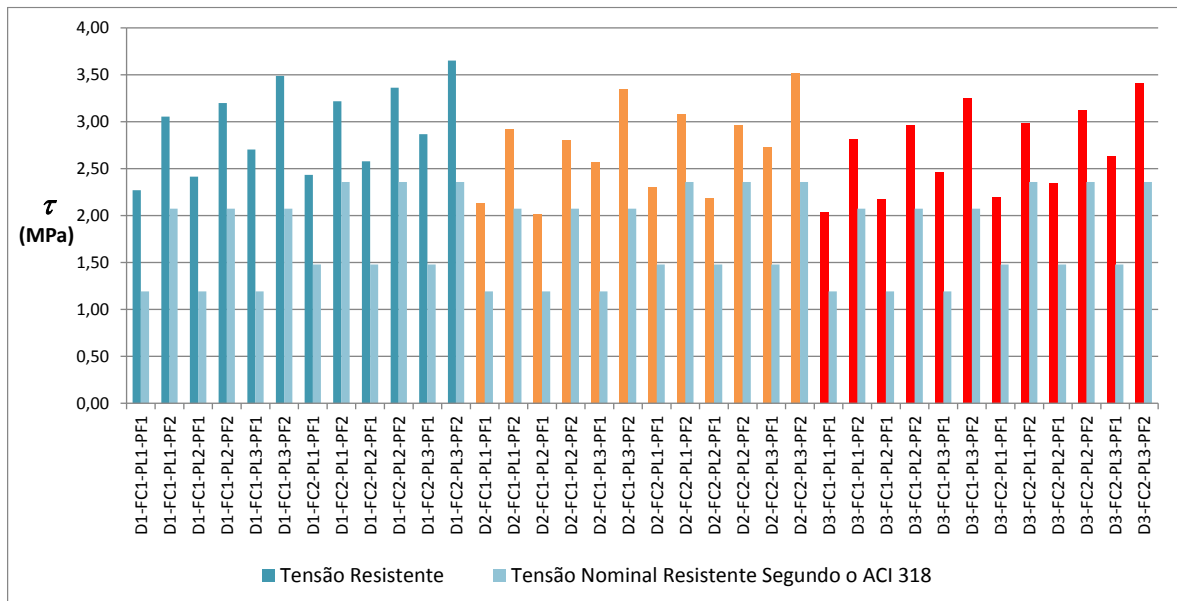


FIGURA 7.3 – Média da tensão resistente via simulada e o valor da tensão solicitante nominal segundo ACI 318, para cada uma das 36 vigas.

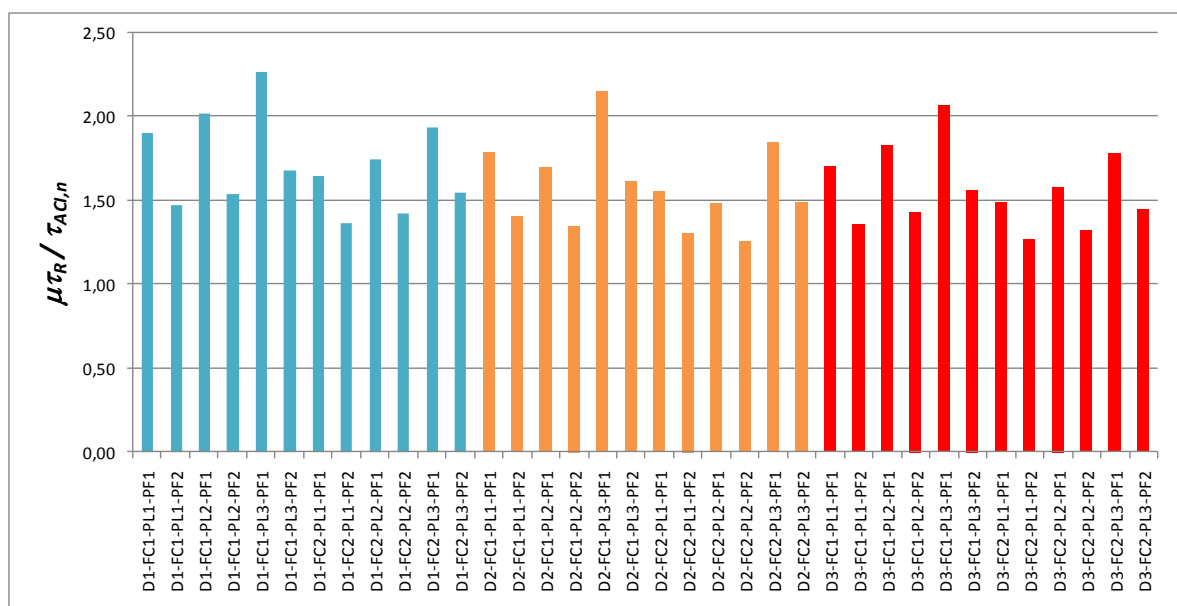


FIGURA 7.4 - Razão entre a média da tensão resistente simulada e a tensão nominal calculada segundo ACI 318, para cada uma das 36 vigas.

7.5. ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

A simulação de Monte Carlo foi utilizada para a obtenção da probabilidade de falha para cada uma das 108 vigas de concreto armado. Para tal: (i) o procedimento determinístico apresentado no item 7.1 e (ii) a geração de números aleatórios consistente com as estatísticas apresentadas no item 7.2 foram utilizados. Este procedimento computacional foi implementado a partir do software Matlab, versão 7.10 e as ferramentas do *Statistics toolbox*, no programa listado no Anexo III. Para cada viga foi gerada uma amostra constituída por 100.000 elementos (ou seja, 100.000 realizações da função de desempenho, equação 7.19).

É sabido que os resultados obtidos via simulação de Monte Carlo são afetados por erros amostrais. Desta forma uma questão importante é a estimativa de erro associado aos valores da probabilidade de falha obtidos. Segundo ANG e TANG (1990), o erro (em termos percentuais) pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$erro (\%) = 200 \sqrt{\frac{1 - P_F}{n P_F}}, \quad (7.20)$$

onde P_F é a probabilidade de falha estimada *a priori* e n é o número de simulações utilizadas. Uma dificuldade na utilização desta expressão é a definição desta probabilidade de falha. Neste trabalho foi considerada uma probabilidade de falha da ordem de 10^{-3} . Para 100.000 simulações e esta probabilidade de falha o percentual de erro é de 20%, ou seja, a probabilidade de falha é de $0,01 \pm 0,002$. É interessante notar que tal margem de erro é plenamente satisfatória para a avaliação dos níveis de confiabilidade em projetos semiprobabilísticos (ANG e TANG, 1990).

7.5.1- Níveis de Confiabilidade para Vigas de Concreto Armado Dimensionadas Segundo a NBR 6118 (2007)

As tabelas 7.8 a 7.10 apresentam os resultados encontrados, via simulação de Monte Carlo, para a probabilidade de falha P_F associada a cada viga dimensionada segundo a NBR 6118.

TABELA 7.8 – Probabilidade de falha, P_F , e Índice de Confiabilidade, β , segundo a NBR 6118 para a razão de carregamento $r = 0,5$.

Vigas	Tensão Resistente de Cisalhamento τ_R (MPa)		Tensão Solicitante de Cisalhamento $\tau_{S,NBR}$ (MPa)		P_F (x 10^{-2})	β
	Média	Desvio padrão	Média	Desvio padrão		
D1-FC1-PL1-PF1	2,55	0,61	0,98	0,17	0,63	2,49
D1-FC1-PL1-PF2	3,33	0,80	1,25	0,22	0,57	2,53
D1-FC1-PL2-PF1	2,69	0,64	0,98	0,17	0,48	2,59
D1-FC1-PL2-PF2	3,47	0,83	1,25	0,22	0,45	2,61
D1-FC1-PL3-PF1	2,98	0,71	0,98	0,17	0,28	2,77
D1-FC1-PL3-PF2	3,76	0,90	1,25	0,22	0,31	2,73
D1-FC2-PL1-PF1	2,72	0,65	1,25	0,22	1,56	2,16
D1-FC2-PL1-PF2	3,50	0,84	1,52	0,27	1,14	2,28
D1-FC2-PL2-PF1	2,86	0,68	1,25	0,22	1,18	2,26
D1-FC2-PL2-PF2	3,64	0,87	1,52	0,27	0,93	2,35
D1-FC2-PL3-PF1	3,15	0,75	1,25	0,22	0,72	2,45
D1-FC2-PL3-PF2	3,93	0,94	1,52	0,27	0,65	2,48
D2-FC1-PL1-PF1	2,41	0,58	0,98	0,17	0,85	2,39
D2-FC1-PL1-PF2	3,19	0,77	1,25	0,22	0,70	2,46
D2-FC1-PL2-PF1	2,29	0,55	0,98	0,17	1,07	2,30
D2-FC1-PL2-PF2	3,08	0,74	1,25	0,22	0,83	2,40
D2-FC1-PL3-PF1	2,84	0,68	0,98	0,17	0,37	2,68
D2-FC1-PL3-PF2	3,63	0,87	1,25	0,22	0,36	2,68
D2-FC2-PL1-PF1	2,58	0,62	1,25	0,22	2,02	2,05
D2-FC2-PL1-PF2	3,36	0,81	1,52	0,27	1,41	2,19
D2-FC2-PL2-PF1	2,46	0,59	1,25	0,22	2,57	1,95
D2-FC2-PL2-PF2	3,25	0,78	1,52	0,27	1,69	2,12
D2-FC2-PL3-PF1	3,01	0,72	1,25	0,22	0,94	2,35
D2-FC2-PL3-PF2	3,80	0,91	1,52	0,27	0,77	2,42
D3-FC1-PL1-PF1	2,31	0,55	0,98	0,17	1,07	2,30
D3-FC1-PL1-PF2	3,09	0,74	1,25	0,22	0,83	2,39
D3-FC1-PL2-PF1	2,45	0,59	0,98	0,17	0,78	2,42
D3-FC1-PL2-PF2	3,23	0,78	1,25	0,22	0,64	2,49
D3-FC1-PL3-PF1	2,74	0,65	0,98	0,17	0,47	2,60
D3-FC1-PL3-PF2	3,52	0,84	1,25	0,22	0,40	2,65
D3-FC2-PL1-PF1	2,48	0,59	1,25	0,22	2,51	1,96
D3-FC2-PL1-PF2	3,26	0,78	1,52	0,27	1,67	2,13
D3-FC2-PL2-PF1	2,62	0,63	1,25	0,22	1,85	2,09
D3-FC2-PL2-PF2	3,40	0,82	1,52	0,27	1,35	2,21
D3-FC2-PL3-PF1	2,91	0,69	1,25	0,22	1,05	2,31
D3-FC2-PL3-PF2	3,69	0,88	1,52	0,27	0,90	2,37

TABELA 7.9 – Probabilidade de falha, P_F , e Índice de Confiabilidade, β , segundo a NBR 6118 para a razão de carregamento $r = 1$.

Vigas	Tensão Resistente de Cisalhamento τ_R (MPa)		Tensão Solicitante de Cisalhamento $\tau_{S,NBR}$ (MPa)		P_F (x 10^{-2})	β
	Média	Desvio padrão	Média	Desvio padrão		
<i>D1-FC1-PL1-PF1</i>	2,55	0,61	0,99	0,15	0,57	2,53
<i>D1-FC1-PL1-PF2</i>	3,33	0,80	1,26	0,19	0,54	2,55
<i>D1-FC1-PL2-PF1</i>	2,69	0,64	0,99	0,15	0,45	2,62
<i>D1-FC1-PL2-PF2</i>	3,47	0,83	1,26	0,19	0,42	2,64
<i>D1-FC1-PL3-PF1</i>	2,98	0,71	0,99	0,15	0,27	2,78
<i>D1-FC1-PL3-PF2</i>	3,76	0,90	1,26	0,19	0,27	2,78
<i>D1-FC2-PL1-PF1</i>	2,72	0,65	1,26	0,18	1,43	2,19
<i>D1-FC2-PL1-PF2</i>	3,50	0,84	1,53	0,23	1,09	2,29
<i>D1-FC2-PL2-PF1</i>	2,86	0,68	1,26	0,19	1,09	2,29
<i>D1-FC2-PL2-PF2</i>	3,64	0,87	1,53	0,23	0,88	2,37
<i>D1-FC2-PL3-PF1</i>	3,15	0,75	1,26	0,19	0,66	2,48
<i>D1-FC2-PL3-PF2</i>	3,93	0,94	1,53	0,23	0,57	2,53
<i>D2-FC1-PL1-PF1</i>	2,41	0,58	0,99	0,15	0,78	2,42
<i>D2-FC1-PL1-PF2</i>	3,19	0,77	1,26	0,19	0,63	2,49
<i>D2-FC1-PL2-PF1</i>	2,29	0,55	0,99	0,15	1,00	2,33
<i>D2-FC1-PL2-PF2</i>	3,08	0,74	1,26	0,19	0,77	2,42
<i>D2-FC1-PL3-PF1</i>	2,84	0,68	0,99	0,15	0,32	2,73
<i>D2-FC1-PL3-PF2</i>	3,63	0,87	1,26	0,19	0,33	2,72
<i>D2-FC2-PL1-PF1</i>	2,58	0,62	1,26	0,19	1,88	2,08
<i>D2-FC2-PL1-PF2</i>	3,36	0,81	1,53	0,23	1,32	2,22
<i>D2-FC2-PL2-PF1</i>	2,46	0,59	1,26	0,19	2,39	1,98
<i>D2-FC2-PL2-PF2</i>	3,25	0,78	1,53	0,23	1,61	2,14
<i>D2-FC2-PL3-PF1</i>	3,01	0,72	1,26	0,19	0,84	2,39
<i>D2-FC2-PL3-PF2</i>	3,80	0,91	1,53	0,23	0,71	2,45
<i>D3-FC1-PL1-PF1</i>	2,31	0,55	0,99	0,15	0,98	2,34
<i>D3-FC1-PL1-PF2</i>	3,09	0,74	1,26	0,19	0,78	2,42
<i>D3-FC1-PL2-PF1</i>	2,45	0,59	0,99	0,15	0,68	2,47
<i>D3-FC1-PL2-PF2</i>	3,23	0,78	1,26	0,19	0,61	2,51
<i>D3-FC1-PL3-PF1</i>	2,74	0,65	0,99	0,15	0,40	2,66
<i>D3-FC1-PL3-PF2</i>	3,52	0,84	1,26	0,19	0,40	2,65
<i>D3-FC2-PL1-PF1</i>	2,48	0,59	1,26	0,19	2,37	1,98
<i>D3-FC2-PL1-PF2</i>	3,26	0,78	1,53	0,23	1,57	2,15
<i>D3-FC2-PL2-PF1</i>	2,62	0,63	1,26	0,19	1,74	2,11
<i>D3-FC2-PL2-PF2</i>	3,40	0,82	1,53	0,23	1,21	2,25
<i>D3-FC2-PL3-PF1</i>	2,91	0,69	1,26	0,19	1,02	2,32
<i>D3-FC2-PL3-PF2</i>	3,69	0,88	1,53	0,23	0,81	2,41

TABELA 7.10 – Probabilidade de falha, P_F , e Índice de Confiabilidade, β , segundo a NBR 6118 para a razão de carregamento $r = 2$.

Vigas	Tensão Resistente de Cisalhamento τ_R (MPa)		Tensão Solicitante de Cisalhamento $\tau_{S,NBR}$ (MPa)		P_F (x 10 ⁻²)	β
	Média	Desvio padrão	Média	Desvio padrão		
D1-FC1-PL1-PF1	2,55	0,61	1,00	0,11	0,52	2,56
D1-FC1-PL1-PF2	3,33	0,80	1,27	0,13	0,47	2,60
D1-FC1-PL2-PF1	2,69	0,64	1,00	0,11	0,42	2,63
D1-FC1-PL2-PF2	3,47	0,83	1,27	0,13	0,39	2,66
D1-FC1-PL3-PF1	2,98	0,71	1,00	0,11	0,26	2,80
D1-FC1-PL3-PF2	3,76	0,90	1,27	0,13	0,27	2,78
D1-FC2-PL1-PF1	2,72	0,65	1,27	0,13	1,32	2,22
D1-FC2-PL1-PF2	3,50	0,84	1,54	0,16	0,99	2,33
D1-FC2-PL2-PF1	2,86	0,68	1,27	0,13	1,00	2,33
D1-FC2-PL2-PF2	3,64	0,87	1,54	0,16	0,82	2,40
D1-FC2-PL3-PF1	3,15	0,75	1,27	0,13	0,62	2,50
D1-FC2-PL3-PF2	3,93	0,94	1,54	0,16	0,55	2,54
D2-FC1-PL1-PF1	2,41	0,58	1,00	0,11	0,70	2,46
D2-FC1-PL1-PF2	3,19	0,77	1,27	0,13	0,59	2,52
D2-FC1-PL2-PF1	2,29	0,55	1,00	0,11	0,93	2,35
D2-FC1-PL2-PF2	3,08	0,74	1,27	0,13	0,70	2,46
D2-FC1-PL3-PF1	2,84	0,68	1,00	0,11	0,31	2,74
D2-FC1-PL3-PF2	3,63	0,87	1,27	0,13	0,33	2,72
D2-FC2-PL1-PF1	2,58	0,62	1,27	0,13	1,69	2,12
D2-FC2-PL1-PF2	3,36	0,81	1,54	0,16	1,23	2,25
D2-FC2-PL2-PF1	2,46	0,59	1,27	0,13	2,23	2,01
D2-FC2-PL2-PF2	3,25	0,78	1,54	0,16	1,44	2,19
D2-FC2-PL3-PF1	3,01	0,72	1,27	0,13	0,76	2,43
D2-FC2-PL3-PF2	3,80	0,91	1,54	0,16	0,66	2,48
D3-FC1-PL1-PF1	2,31	0,55	1,00	0,11	0,88	2,37
D3-FC1-PL1-PF2	3,09	0,74	1,27	0,13	0,70	2,46
D3-FC1-PL2-PF1	2,45	0,59	1,00	0,11	0,67	2,47
D3-FC1-PL2-PF2	3,23	0,78	1,27	0,13	0,55	2,54
D3-FC1-PL3-PF1	2,74	0,65	1,00	0,11	0,39	2,66
D3-FC1-PL3-PF2	3,52	0,84	1,27	0,13	0,37	2,68
D3-FC2-PL1-PF1	2,48	0,59	1,27	0,13	2,12	2,03
D3-FC2-PL1-PF2	3,26	0,78	1,54	0,16	1,46	2,18
D3-FC2-PL2-PF1	2,62	0,63	1,27	0,13	1,55	2,16
D3-FC2-PL2-PF2	3,40	0,82	1,54	0,16	1,11	2,29
D3-FC2-PL3-PF1	2,91	0,69	1,27	0,13	0,93	2,36
D3-FC2-PL3-PF2	3,69	0,88	1,54	0,16	0,73	2,44

Cada tabela corresponde a uma razão de carregamento r . Para facilitar a análise destes resultados, nestas tabelas também estão apresentados a média e o desvio padrão da tensão resistente simulada, τ_R , e a média e o desvio padrão da tensão de cisalhamento solicitante simulada, τ_S e o índice de confiabilidade, β , para cada viga.

A influência das variáveis nos níveis de confiabilidade está apresentada nas FIGURAS 7.5 (probabilidade de falha) e 7.6 (índice de confiabilidade). Em cada uma das figuras, vigas com cores iguais possuem a mesma altura útil. Em uma primeira análise, pode ser verificada uma grande variabilidade das probabilidades de falha e índices de confiabilidade.

A razão de carregamento influi na probabilidade de falha nos níveis de confiabilidade obtidos. Com o aumento do carregamento permanente em relação à sobrecarga, diminui a probabilidade de falha e, conseqüentemente, aumenta o índice de confiabilidade (β).

Os valores analisados da altura útil d são $D = 1 = 0,40$ m, $D = 2 = 0,60$ m e $D = 3 = 0,750$ m. Para uma mesma razão de carregamento, a probabilidade de falha aumenta significativamente com o aumento da altura útil entre 0,40 e 0,60 m. Comparativamente, para d entre 0,60 e 0,75 m, existe uma tendência de aumento da probabilidade de falha, porém de intensidade menor.

A influência da resistência a compressão do concreto nos níveis de confiabilidade obtidos pode ser também visualizada através da FIG. 7.5 e 7.6. Os valores analisados de f_{ck} são 25 MPa ($FC1$) e 45 MPa ($FC2$). Entre os grupos de vigas de mesmo f_{ck} existe uma diferença significativa nos valores da probabilidade de falha calculada. O índice de confiabilidade diminui com o aumento de f_{ck} .

Quanto à taxa de armadura longitudinal, os valores analisados de ρ são 0,35% ($PL1$), 0,70% ($PL2$) e 1,40% ($PL3$). A probabilidade de falha diminui (e β aumenta) com o aumento da taxa de armadura longitudinal.

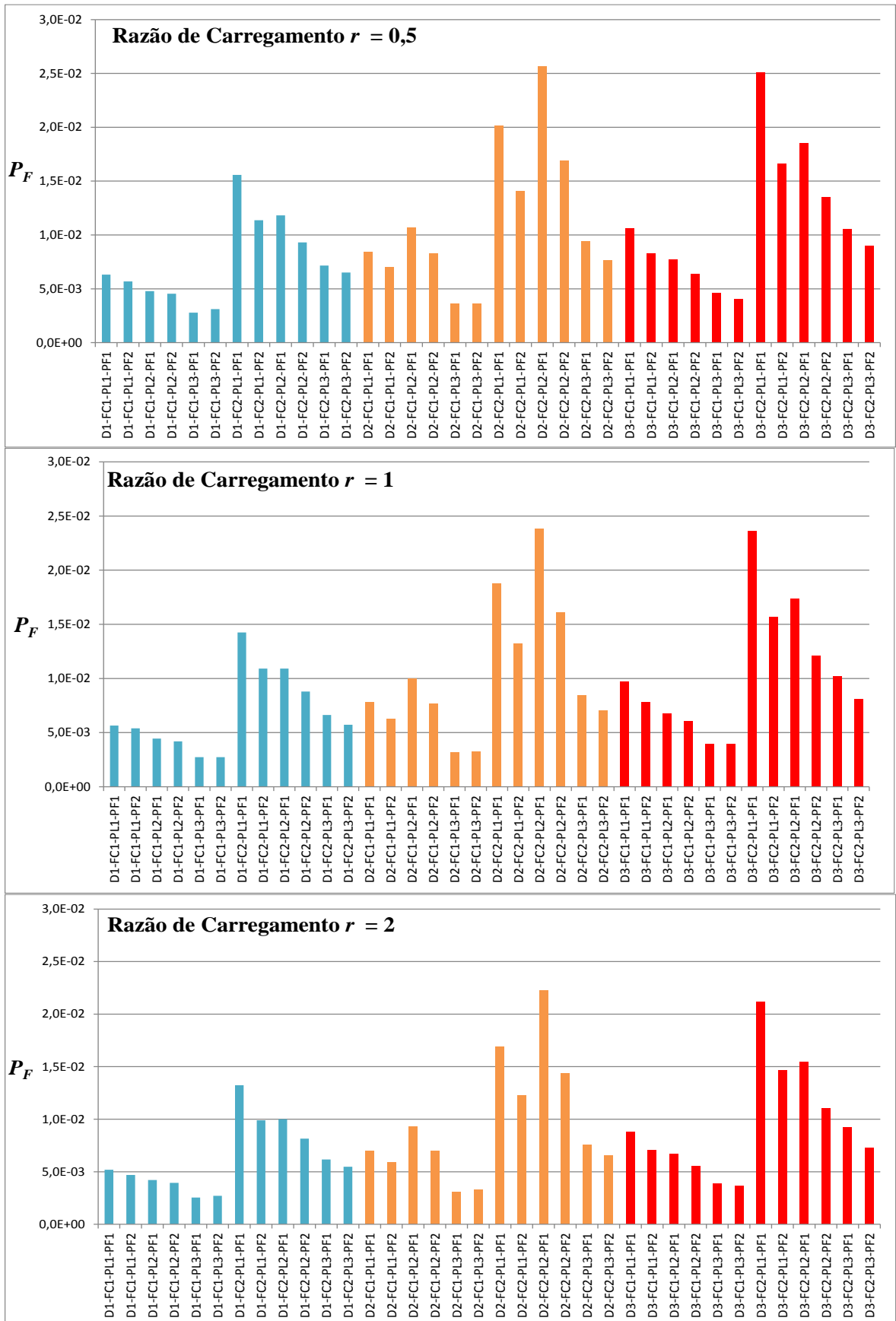


FIGURA 7.5- Probabilidade de falha segundo a NBR 6118 (2007).

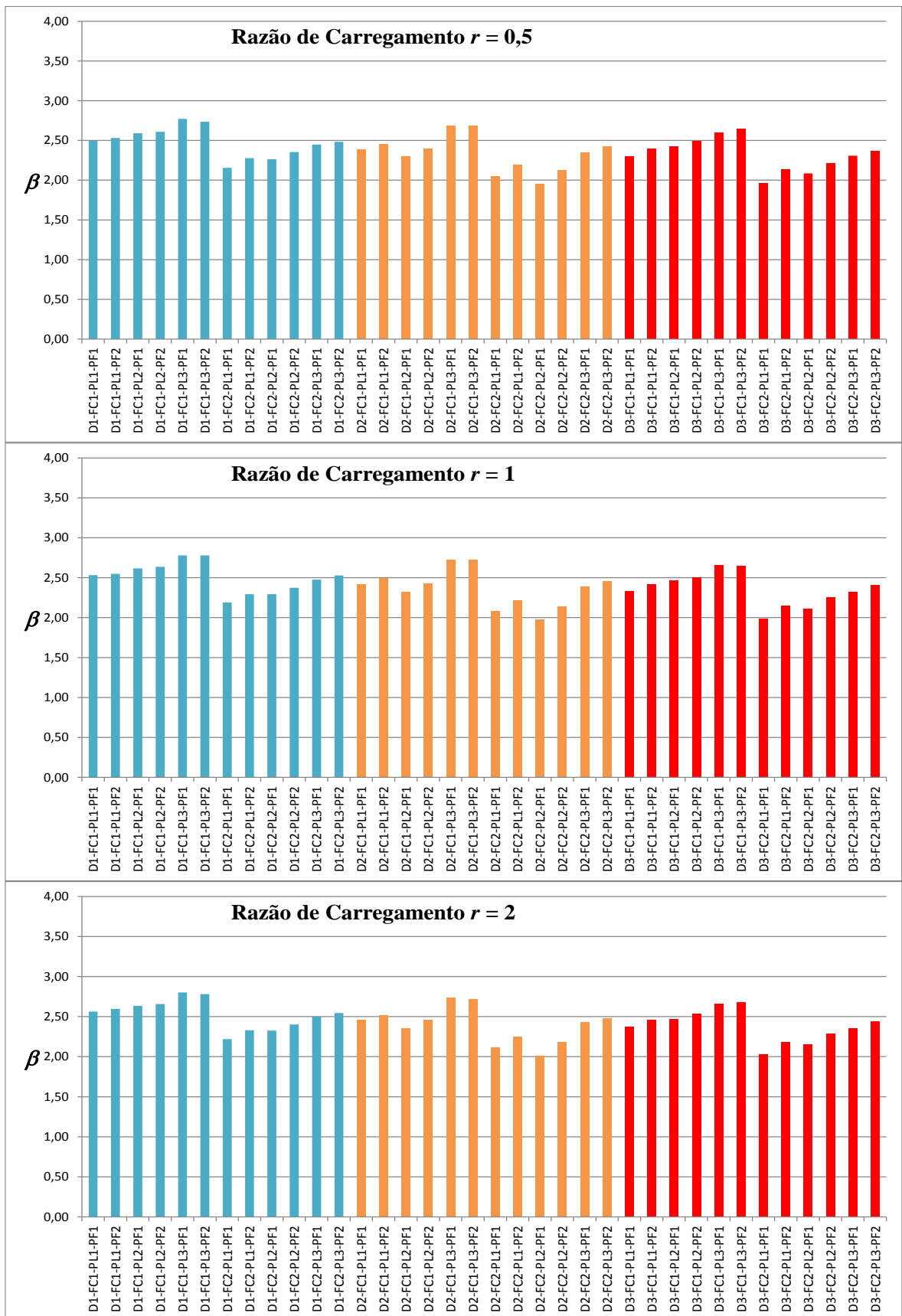


FIGURA 7.6 - Índice de Confiabilidade dimensionados segundo a NBR 6118 (2007).

A probabilidade de falha diminui (e β aumenta) significativamente com o aumento da resistência dos estribos. Os valores analisados de $\rho_w f_y$ são 0,76 MPa (*PF1*) e 1,24 MPa (*PF2*).

Concluindo, o modelo da NBR 6118 (2007) é sensível a todas as variáveis analisadas. O aumento da confiabilidade das vigas de concreto armado com modo de falha por cisalhamento está relacionado à menores valores de d e f_{ck} e a maiores valores de ρ_l e $\rho_w f_y$. Confirmando, a viga com maior índice de confiabilidade é a denominada como *D1FC1PL3PF2*.

7.5.2- Níveis de Confiabilidade para Vigas de Concreto Armado Dimensionadas Segundo o ACI 318 (2008)

A formulação simplificada da norma de dimensionamento americana ACI 318 (2008) foi analisada para se fazer uma comparação com os resultados obtidos com a NBR 6118 (2007). As FIGURAS 7.7 e 7.8 ilustram os níveis de confiabilidade obtidos, respectivamente probabilidade de falha e índice de confiabilidade. Os valores de P_F calculados apresentam uma variabilidade significativa.

O aumento na razão de carregamento $r = \mu_{CP}/\mu_{SC}$, promove crescimento na probabilidade de falha e, conseqüentemente, redução no índice de confiabilidade (β). Este comportamento é justificado pela combinação de carregamento de cálculo utilizada pelo ACI 318, que apresenta fatores de majoração diferentes para a carga permanente (1,2) e sobrecarga (1,6).

Existe um aumento da P_F significativo entre as vigas com d entre 0,40 e 0,60 m. Entre as vigas com d entre 0,60 e 0,75 m existe uma tendência de aumento, porém menos significativa.

O aumento da P_F é significativo com o aumento de f_c e d . Outro dado significativo é a diminuição da P_F com o aumento de ρ_l e de $\rho_w f_y$.

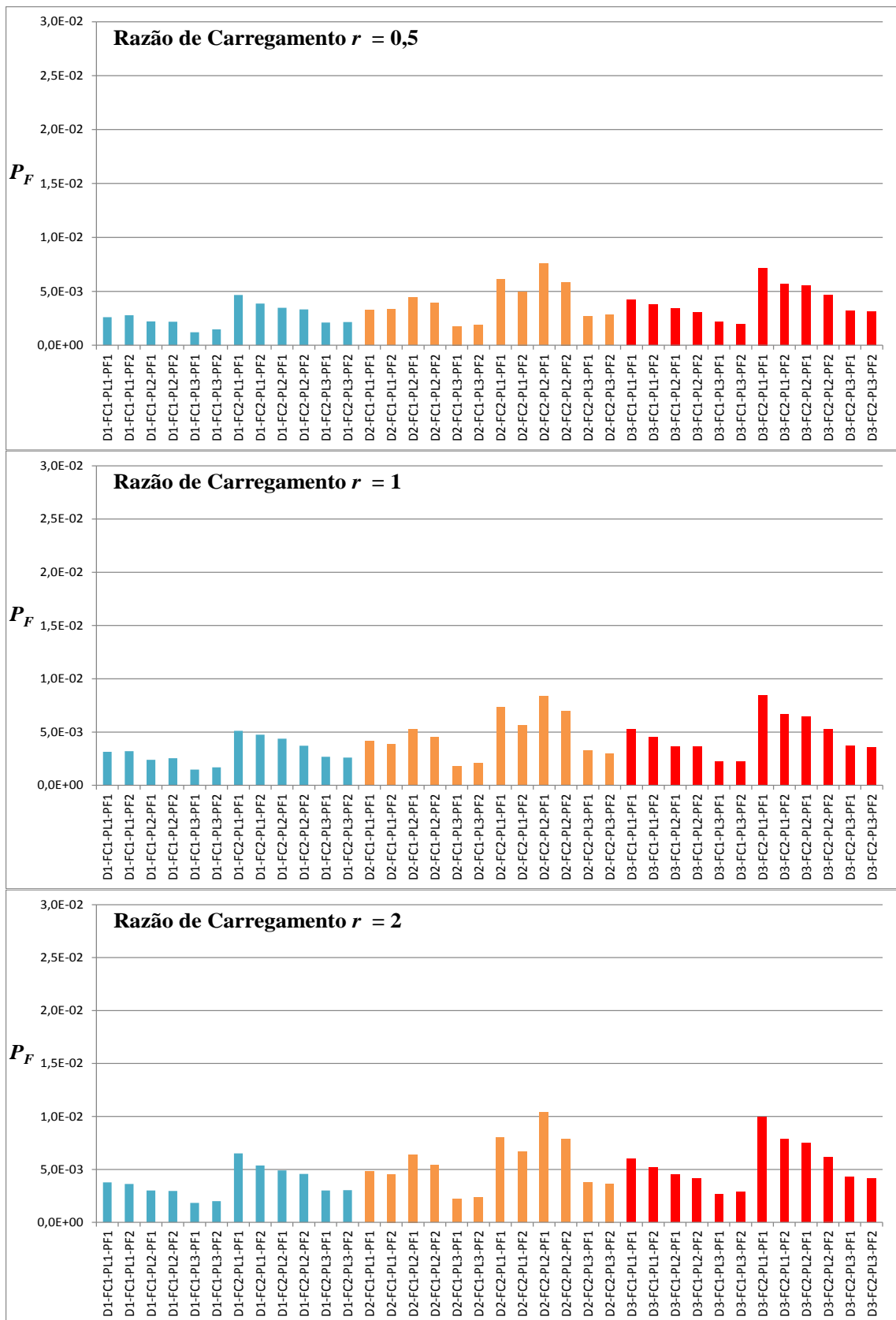


FIGURA 7.7 - Probabilidade de falha segundo o ACI 318 (2008)

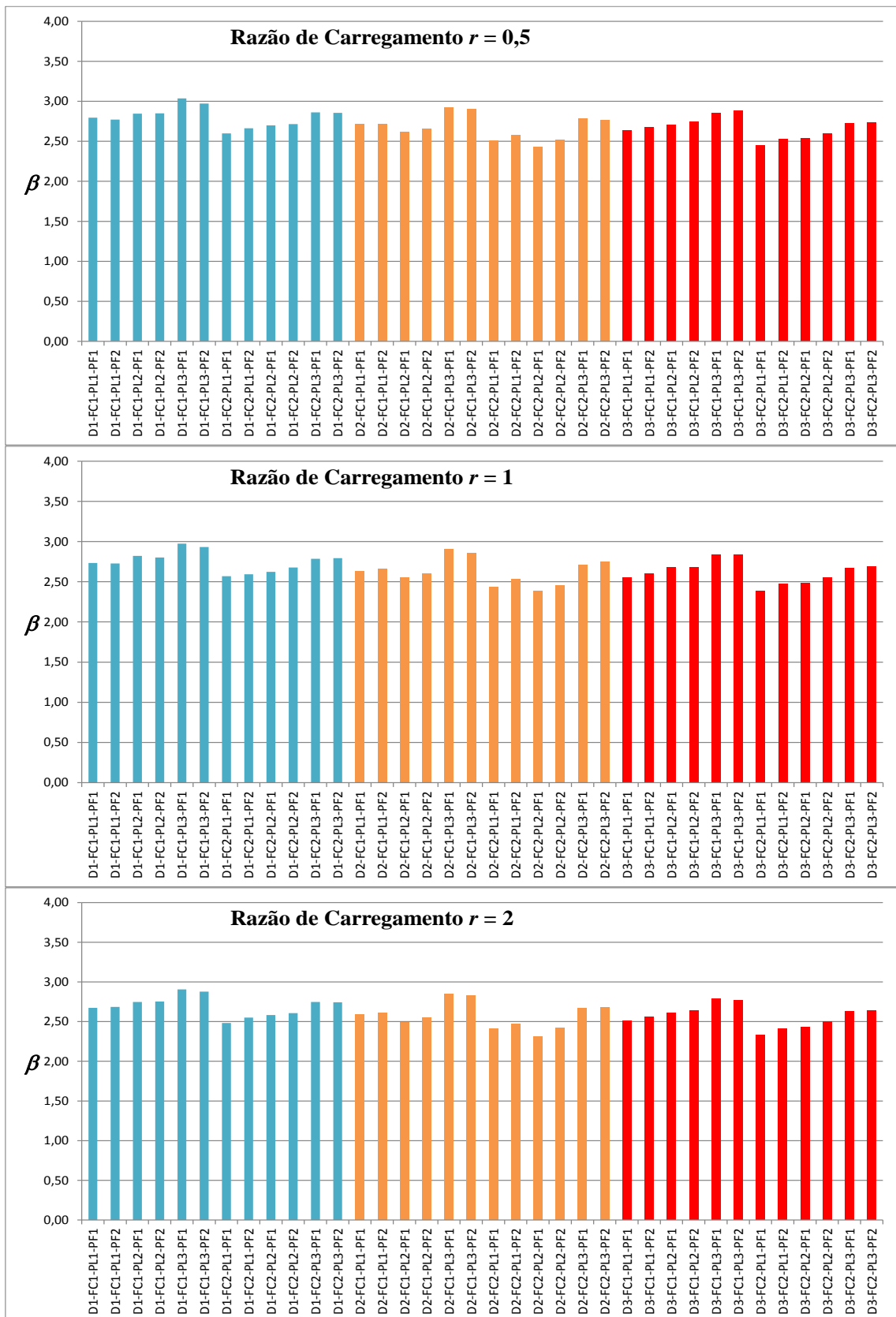


FIGURA 7.8 – Índice de Confiabilidade segundo o ACI 318 (2008).

7.6. COMPARATIVO ENTRE OS RESULTADOS DA NBR 6118 E DO ACI 318

Os resultados obtidos pelas duas normas de dimensionamento podem ser comparados pelas estatísticas da probabilidade de falha e do índice de confiabilidade apresentados nas TABELAS 7.11 e 7.12.

TABELA 7.11 - Estatísticas dos resultados obtidos para as 108 vigas segundo a NBR 6118 (2007)

Probabilidade de Falha			
Estatísticas	$r = 0,5$	$r = 1$	$r = 2$
Média	10,0E-03	9,3E-03	8,5E-03
Desvio Padrão	5,9E-03	5,5E-03	5,0E-03
Min	2,8E-03	2,7E-03	2,6E-03
Max	25,7E-03	23,9E-03	22,3E-03
Índice de Confiabilidade			
Estatísticas	$r = 0,5$	$r = 1$	$r = 2$
Média	2,3784	2,4078	2,4367
Desvio Padrão	0,2138	0,2153	0,2071
Min	1,9485	1,9799	2,0090
Max	2,7715	2,7786	2,8006

TABELA 7.12 - Estatísticas dos resultados obtidos para as 108 vigas segundo o ACI 318 (2008)

Probabilidade de Falha			
Estatísticas	$r = 0,5$	$r = 1$	$r = 2$
Média	3,6E-03	4,2E-03	4,9E-03
Desvio Padrão	1,6E-03	1,9E-03	2,2E-03
Min	1,2E-03	1,5E-03	1,8E-03
Max	7,6E-03	8,5E-03	10,4E-03
Índice de Confiabilidade			
Estatísticas	$r = 0,5$	$r = 1$	$r = 2$
Média	2,7184	2,6671	2,6127
Desvio Padrão	0,1472	0,1521	0,1522
Min	2,4276	2,3871	2,3120
Max	3,0357	2,9739	2,9061

Apesar do índice de confiabilidade médio obtido com o uso dos critérios da NBR 6118 ($\beta = 2,40$) não ser muito distinto do obtido com o ACI 318 ($\beta = 2,70$), as diferenças são significativas quando os valores mínimos e máximos de β são analisados.

As probabilidades de falha são ainda mais enfáticas no sentido de verificar que os níveis de confiabilidade das vigas projetadas segundo a NBR 6118 são menores que os das vigas projetadas segundo o ACI 318. Os valores de P_F obtidos quando a NBR 6118 foi utilizada apresentam maior variabilidade e são, em média, o dobro que os obtidos quando o ACI 318 foi utilizado. Enquanto a probabilidade de falha máxima das vigas calculadas segundo o ACI 318 é de $10,4 \times 10^{-3}$, este valor é de $25,7 \times 10^{-3}$ segundo a NBR 6118.

As menores probabilidades de falha correspondem à combinação menor altura útil, menor resistência à compressão do concreto, maior taxa de armadura longitudinal e resistência dos estribos. Nestes casos as probabilidades de falha das vigas são de $2,6 \times 10^{-3}$ e $1,2 \times 10^{-3}$, respectivamente, no caso de dimensionar segundo a NBR 6118 e o ACI 318.

7.7. MODELO PROPOSTO PARA DIMENSIONAR O ESFORÇO CORTANTE EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO SEGUNDO A NBR 6118 (2007)

A equação 6.3, repetida abaixo por conveniência, foi obtida por regressão múltipla das vigas filtradas sem estribos.

$$\tau_{c,proposto} = 1,02 - 1,24 b_w - 0,323 d + 0,275 \rho_l + 0,00406 f_{ck}, \quad (6.3)$$

Neste caso ela foi usada para substituir a parcela τ_c da NBR 6118 relativa aos mecanismos complementares aos da treliça. Como a norma brasileira divide esta

parcela τ_c pelo fator de minoração do concreto e, portanto, toda a Eq. 6.3 deve ser dividida por este fator. Desta forma, a equação para dimensionar o cisalhamento de vigas de concreto armado seria a representada pela Eq. 7.21.

$$\tau_{sugerido} = \frac{\tau_{c, proposto} (Eq. 6.3)}{1,4} + \frac{0,9 \rho_w f_{yk}}{1,15}. \quad (7.21)$$

As variáveis b_w e d estão em metros, a taxa da armadura longitudinal ρ_l em porcentagem, resistência do concreto f_{ck} em MPa e a resistência da armadura transversal $\rho_w f_y$ em MPa.

As probabilidades de falha e índices de confiabilidade das vigas dimensionadas segundo este modelo são apresentados nas FIGURAS 7.9 e 7.10, que evidenciam claramente a pequena variabilidade destes resultados.

Os resultados obtidos com o modelo proposto obtiveram um valor de β médio significativamente maior que o obtido com o modelo I da NBR 6118 (2007), como mostra as tabelas 7.13 a 7.15. Os valores de β obtidos com o modelo proposto também apresentam uma variabilidade significativamente menor.

Qualquer valor de β pode ser facilmente alcançado adicionando um fator de minoração da resistência ao cisalhamento dimensionada. Estas alterações são delegadas à NBR 6118, que regulamenta os critérios de dimensionamento em concreto armado. O fato principal é a reduzida probabilidade de falha e a pequena variabilidade dos resultados obtidos pelo critério proposto, conforme mostram os gráficos abaixo (FIGURAS 7.11 e 7.12).



FIGURA 7.9 – Probabilidade de Falha segundo.o Modelo Proposto.

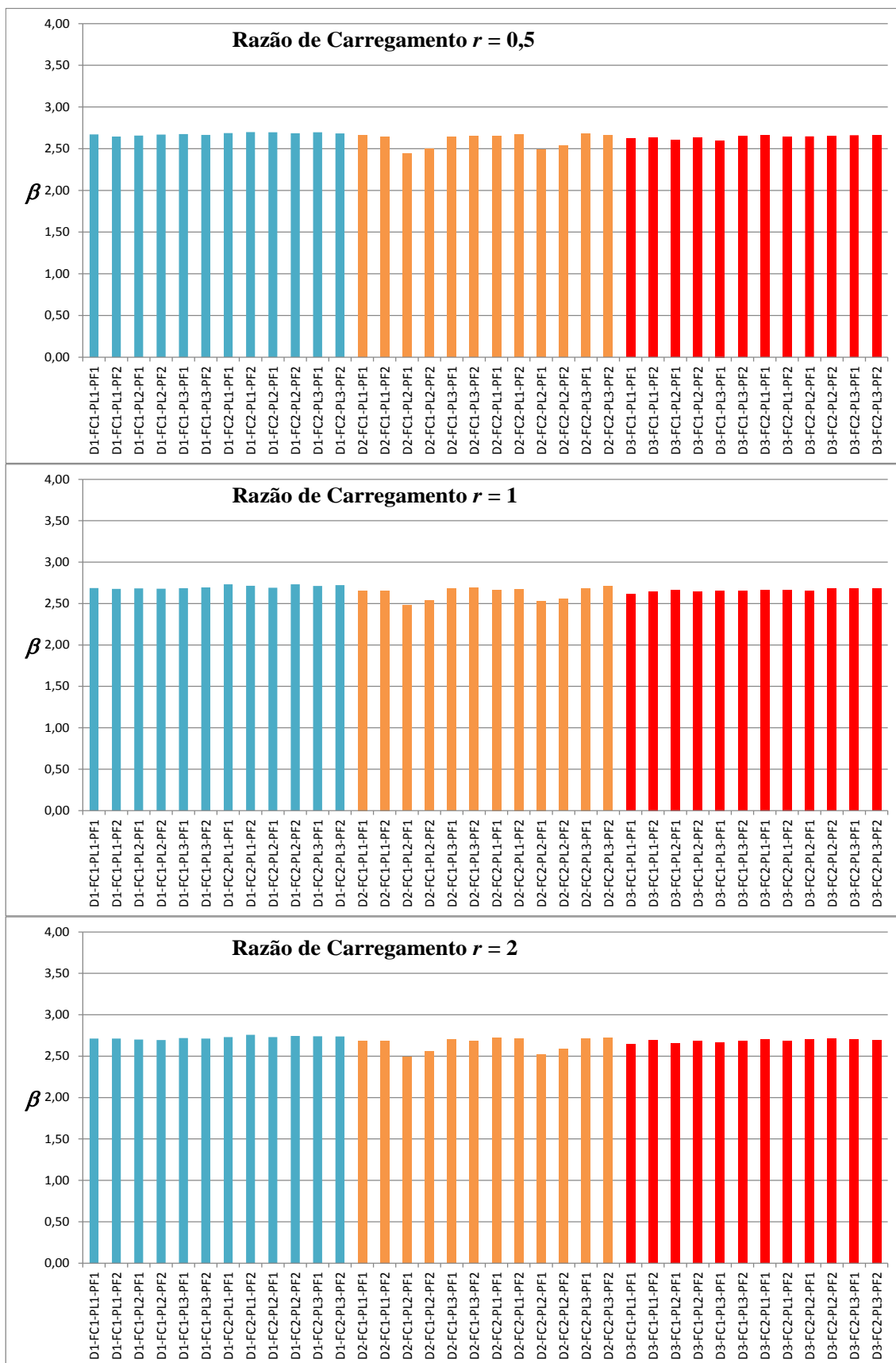


FIGURA 7.10 – Índice de Confiabilidade segundo o Modelo Proposto.

TABELA 7.13 – Probabilidade de Falha e Índice de Confiabilidade para $r = 0,5$

$r = 0,5$				
<i>Viga</i>	$P_F (x 10^{-3})$		β	
	<i>NBR 6118</i>	<i>Modelo Proposto</i>	<i>NBR 6118</i>	<i>Modelo Proposto</i>
<i>D1-FC1-PL1-PF1</i>	6,31	3,79	2,49	2,67
<i>D1-FC1-PL1-PF2</i>	5,68	4,07	2,53	2,65
<i>D1-FC1-PL2-PF1</i>	4,78	3,95	2,59	2,66
<i>D1-FC1-PL2-PF2</i>	4,54	3,81	2,61	2,67
<i>D1-FC1-PL3-PF1</i>	2,79	3,73	2,77	2,68
<i>D1-FC1-PL3-PF2</i>	3,12	3,84	2,73	2,67
<i>D1-FC2-PL1-PF1</i>	15,57	3,60	2,16	2,69
<i>D1-FC2-PL1-PF2</i>	11,37	3,49	2,28	2,70
<i>D1-FC2-PL2-PF1</i>	11,82	3,50	2,26	2,70
<i>D1-FC2-PL2-PF2</i>	9,31	3,62	2,35	2,69
<i>D1-FC2-PL3-PF1</i>	7,16	3,50	2,45	2,70
<i>D1-FC2-PL3-PF2</i>	6,51	3,66	2,48	2,68
<i>D2-FC1-PL1-PF1</i>	8,47	3,91	2,39	2,66
<i>D2-FC1-PL1-PF2</i>	7,01	4,17	2,46	2,64
<i>D2-FC1-PL2-PF1</i>	10,70	7,24	2,30	2,45
<i>D2-FC1-PL2-PF2</i>	8,29	6,24	2,40	2,50
<i>D2-FC1-PL3-PF1</i>	3,67	4,12	2,68	2,64
<i>D2-FC1-PL3-PF2</i>	3,63	4,00	2,68	2,65
<i>D2-FC2-PL1-PF1</i>	20,15	4,01	2,05	2,65
<i>D2-FC2-PL1-PF2</i>	14,12	3,82	2,19	2,67
<i>D2-FC2-PL2-PF1</i>	25,68	6,34	1,95	2,49
<i>D2-FC2-PL2-PF2</i>	16,89	5,62	2,12	2,54
<i>D2-FC2-PL3-PF1</i>	9,40	3,69	2,35	2,68
<i>D2-FC2-PL3-PF2</i>	7,68	3,94	2,42	2,66
<i>D3-FC1-PL1-PF1</i>	10,66	4,37	2,30	2,62
<i>D3-FC1-PL1-PF2</i>	8,33	4,27	2,39	2,63
<i>D3-FC1-PL2-PF1</i>	7,76	4,64	2,42	2,60
<i>D3-FC1-PL2-PF2</i>	6,38	4,31	2,49	2,63
<i>D3-FC1-PL3-PF1</i>	4,67	4,68	2,60	2,60
<i>D3-FC1-PL3-PF2</i>	4,03	4,05	2,65	2,65
<i>D3-FC2-PL1-PF1</i>	25,11	3,89	1,96	2,66
<i>D3-FC2-PL1-PF2</i>	16,66	4,12	2,13	2,64
<i>D3-FC2-PL2-PF1</i>	18,53	4,06	2,09	2,65
<i>D3-FC2-PL2-PF2</i>	13,51	4,04	2,21	2,65
<i>D3-FC2-PL3-PF1</i>	10,53	3,89	2,31	2,66
<i>D3-FC2-PL3-PF2</i>	8,98	3,95	2,37	2,66
<i>Média</i>	9,99	4,22	2,38	2,64
<i>COV</i>	59 %	20 %	9 %	2 %

TABELA 7.14 – Probabilidade de Falha e Índice de Confiabilidade para $r = 1$

$r = 1$				
<i>Viga</i>	$P_F (x 10^{-3})$		β	
	<i>NBR 6118</i>	<i>Modelo Proposto</i>	<i>NBR 6118</i>	<i>Modelo Proposto</i>
<i>D1-FC1-PL1-PF1</i>	5,65	3,60	2,53	2,69
<i>D1-FC1-PL1-PF2</i>	5,40	3,71	2,55	2,68
<i>D1-FC1-PL2-PF1</i>	4,45	3,66	2,62	2,68
<i>D1-FC1-PL2-PF2</i>	4,19	3,69	2,64	2,68
<i>D1-FC1-PL3-PF1</i>	2,73	3,62	2,78	2,69
<i>D1-FC1-PL3-PF2</i>	2,73	3,52	2,78	2,69
<i>D1-FC2-PL1-PF1</i>	14,25	3,15	2,19	2,73
<i>D1-FC2-PL1-PF2</i>	10,91	3,33	2,29	2,71
<i>D1-FC2-PL2-PF1</i>	10,91	3,57	2,29	2,69
<i>D1-FC2-PL2-PF2</i>	8,79	3,14	2,37	2,73
<i>D1-FC2-PL3-PF1</i>	6,63	3,34	2,48	2,71
<i>D1-FC2-PL3-PF2</i>	5,72	3,24	2,53	2,72
<i>D2-FC1-PL1-PF1</i>	7,84	3,97	2,42	2,65
<i>D2-FC1-PL1-PF2</i>	6,30	3,93	2,49	2,66
<i>D2-FC1-PL2-PF1</i>	10,03	6,61	2,33	2,48
<i>D2-FC1-PL2-PF2</i>	7,67	5,61	2,42	2,54
<i>D2-FC1-PL3-PF1</i>	3,18	3,65	2,73	2,68
<i>D2-FC1-PL3-PF2</i>	3,25	3,58	2,72	2,69
<i>D2-FC2-PL1-PF1</i>	18,82	3,84	2,08	2,67
<i>D2-FC2-PL1-PF2</i>	13,23	3,74	2,22	2,67
<i>D2-FC2-PL2-PF1</i>	23,86	5,70	1,98	2,53
<i>D2-FC2-PL2-PF2</i>	16,08	5,32	2,14	2,55
<i>D2-FC2-PL3-PF1</i>	8,44	3,62	2,39	2,69
<i>D2-FC2-PL3-PF2</i>	7,07	3,37	2,45	2,71
<i>D3-FC1-PL1-PF1</i>	9,76	4,44	2,34	2,62
<i>D3-FC1-PL1-PF2</i>	7,84	4,07	2,42	2,65
<i>D3-FC1-PL2-PF1</i>	6,81	3,85	2,47	2,66
<i>D3-FC1-PL2-PF2</i>	6,07	4,15	2,51	2,64
<i>D3-FC1-PL3-PF1</i>	3,96	3,96	2,66	2,66
<i>D3-FC1-PL3-PF2</i>	3,98	3,99	2,65	2,65
<i>D3-FC2-PL1-PF1</i>	23,65	3,82	1,98	2,67
<i>D3-FC2-PL1-PF2</i>	15,68	3,84	2,15	2,67
<i>D3-FC2-PL2-PF1</i>	17,40	3,97	2,11	2,65
<i>D3-FC2-PL2-PF2</i>	12,12	3,64	2,25	2,68
<i>D3-FC2-PL3-PF1</i>	10,24	3,66	2,32	2,68
<i>D3-FC2-PL3-PF2</i>	8,08	3,66	2,41	2,68
<i>Média</i>	9,27	3,93	2,41	2,66
<i>COV</i>	60 %	19 %	9 %	2 %

TABELA 7.15 – Probabilidade de Falha e Índice de Confiabilidade para $r = 2$

$r = 2$				
Viga	$P_F (x 10^{-3})$		β	
	NBR 6118	Modelo Proposto	NBR 6118	Modelo Proposto
D1-FC1-PL1-PF1	5,19	3,35	2,56	2,71
D1-FC1-PL1-PF2	4,70	3,34	2,60	2,71
D1-FC1-PL2-PF1	4,21	3,47	2,63	2,70
D1-FC1-PL2-PF2	3,94	3,52	2,66	2,69
D1-FC1-PL3-PF1	2,55	3,29	2,80	2,72
D1-FC1-PL3-PF2	2,71	3,34	2,78	2,71
D1-FC2-PL1-PF1	13,23	3,16	2,22	2,73
D1-FC2-PL1-PF2	9,90	2,91	2,33	2,76
D1-FC2-PL2-PF1	10,00	3,17	2,33	2,73
D1-FC2-PL2-PF2	8,15	3,03	2,40	2,74
D1-FC2-PL3-PF1	6,17	3,07	2,50	2,74
D1-FC2-PL3-PF2	5,48	3,09	2,54	2,74
D2-FC1-PL1-PF1	6,96	3,63	2,46	2,68
D2-FC1-PL1-PF2	5,88	3,58	2,52	2,69
D2-FC1-PL2-PF1	9,28	6,33	2,35	2,49
D2-FC1-PL2-PF2	6,97	5,26	2,46	2,56
D2-FC1-PL3-PF1	3,06	3,45	2,74	2,70
D2-FC1-PL3-PF2	3,29	3,64	2,72	2,68
D2-FC2-PL1-PF1	16,93	3,28	2,12	2,72
D2-FC2-PL1-PF2	12,26	3,30	2,25	2,72
D2-FC2-PL2-PF1	22,27	5,77	2,01	2,53
D2-FC2-PL2-PF2	14,41	4,80	2,19	2,59
D2-FC2-PL3-PF1	7,55	3,36	2,43	2,71
D2-FC2-PL3-PF2	6,59	3,23	2,48	2,72
D3-FC1-PL1-PF1	8,81	4,08	2,37	2,65
D3-FC1-PL1-PF2	7,04	3,57	2,46	2,69
D3-FC1-PL2-PF1	6,69	3,97	2,47	2,65
D3-FC1-PL2-PF2	5,53	3,62	2,54	2,69
D3-FC1-PL3-PF1	3,90	3,90	2,66	2,66
D3-FC1-PL3-PF2	3,67	3,67	2,68	2,68
D3-FC2-PL1-PF1	21,19	3,46	2,03	2,70
D3-FC2-PL1-PF2	14,64	3,62	2,18	2,69
D3-FC2-PL2-PF1	15,48	3,47	2,16	2,70
D3-FC2-PL2-PF2	11,07	3,34	2,29	2,71
D3-FC2-PL3-PF1	9,25	3,42	2,36	2,70
D3-FC2-PL3-PF2	7,30	3,50	2,44	2,70
Média	8,51	3,67	2,44	2,69
COV	59 %	20 %	8 %	2 %

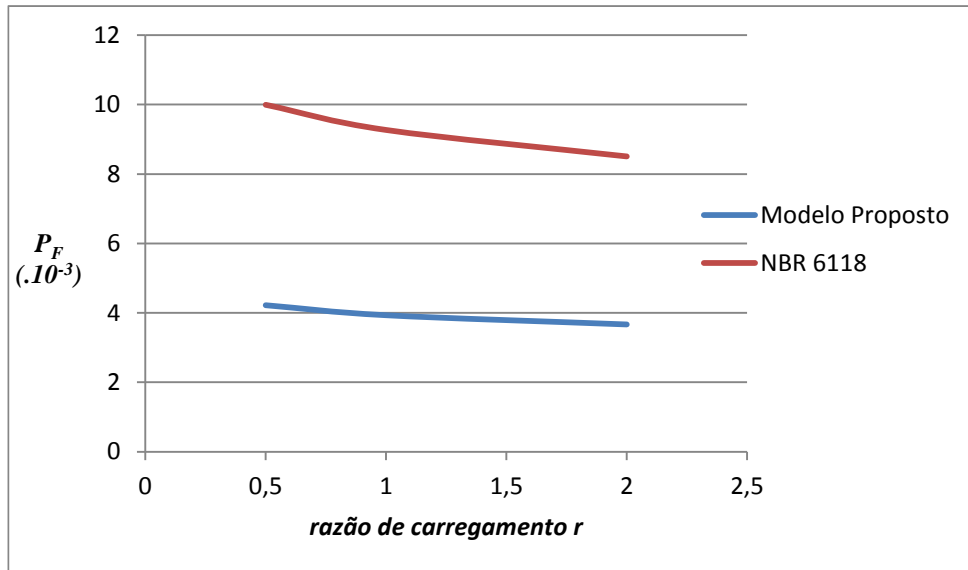


FIGURA 7.11 – Razão de Carregamento versus Probabilidade de Falha das Vigas de Concreto Armado segundo o Modelo Proposto e a NBR 6118 (2007).

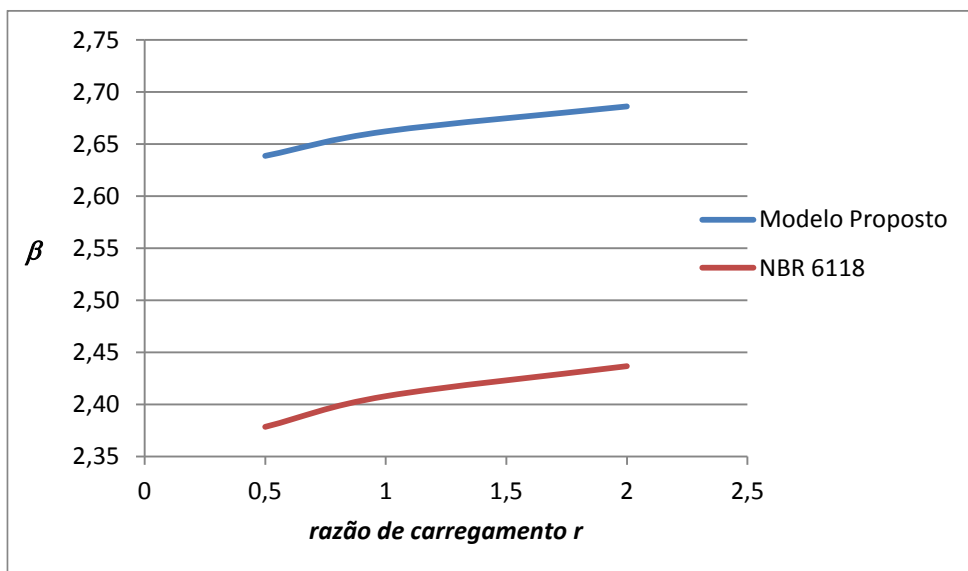


FIGURA 7.12 – Razão de Carregamento versus Índice de Confiabilidade das Vigas de Concreto Armado segundo o Modelo Proposto e a NBR 6118 (2007)

Não foi objetivo deste trabalho propor o nível de confiabilidade alvo (β_0). Conforme largamente demonstrado neste trabalho, os níveis de confiabilidade implícitos em uma dada norma de projeto são dependentes do método de análise de confiabilidade e das estatísticas das variáveis básicas adotadas. Neste particular, a utilização de estatísticas do erro do modelo sem os vícios descritos no capítulo 5, resultou em índices de confiabilidade significativamente inferiores àqueles reportados por outros pesquisadores (SZERSZEN e NOWAK, 2003).

8

CONCLUSÕES

A resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado (CA) tem sido objeto de intensa pesquisa por mais de 100 anos. O efeito de tamanho na resistência ao cisalhamento dessas vigas também é conhecido desde longa data. Porém, existe uma falta de consenso entre os pesquisadores refletida nos diferentes modelos prescritos pela NBR 6118 (2003) e pelo ACI 318 (2008) bem como na não inclusão explícita desse efeito de altura nestas formulações. Dentro desse cenário, os objetivos deste trabalho foram: (i) desenvolver um modelo para a estimativa da resistência de vigas em CA sujeitas ao cisalhamento; (ii) obter as estatísticas associadas ao erro deste modelo; (iii) avaliar a confiabilidade de vigas projetadas segundo a NBR 6118 e o ACI 318; e (iv) à luz dos níveis de confiabilidade obtidos, propor um modelo de dimensionamento ao cisalhamento consistente com as recomendações de projeto da NBR 6118.

Para isso, inicialmente foi realizada ampla pesquisa em publicações recentes para incluir vigas com altura útil igual ou maior a 60 cm no banco de dados originalmente criado por RIBEIRO (2005). Esta busca resultou na adição de 23 vigas sem estribos e de 8 com estribos [COLLINS E KUCHMA (1999), BAHLL apud ZARARIS (2003), SHERWOOD *et al.* (2007), GHANNOUM (1998) e YOSHIDA (2000)].

Com base nessas premissas, as principais conclusões obtidas foram:

- Os bancos de dados das vigas com e sem estribos não apresentam distribuição homogênea das variáveis do problema, a saber: altura útil da viga d , taxa de armadura longitudinal ρ_l , resistência à compressão do concreto f_c e resistência do estribo $\rho_w f_y$. Além disso, existe um número muito maior de resultados com vigas de altura útil menor ou igual a 30 cm, o que, segundo BAZANT e YU (2008), deve ser corrigido sob pena de mascarar o resultado final de qualquer análise realizada com base nesses dados. Estes autores verificaram que o banco de dados das vigas sem estribos, que serve como base para estudos do ACI 318 (2008), também apresenta a maior parte de suas vigas com altura menor que 50 cm.
- No caso das vigas com e sem estribos, existe uma indiscutível tendência de diminuição da resistência ao cisalhamento destas com o aumento da sua altura útil, independentemente dos valores das variáveis do problema: d , ρ_l , f_c e $\rho_w f_y$.
- Os modelos analisados da NBR 6118 (2007), do EUROCODE 2 (2004) e do ACI 318 (2008) não traduzem essa redução de resistência ao cisalhamento com aumento da altura de forma consistente. No caso das vigas sem estribos, o EUROCODE 2 é o critério com o melhor desempenho. A formulação da NBR 6118 (2007), por outro lado, apresenta o pior desempenho, independente da presença ou não dos estribos, com grande variabilidade e maior percentual de resultados da relação $\tau_{EXP} / \tau_{CALC} < 0,85$.
- A análise comparativa de critérios normativos de dimensionamento ao cisalhamento em vigas de CA em relação a ensaios deve ser feita com base em resultados de um número homogêneo de vigas em cada faixa de altura útil e com as demais variáveis pertinentes ao problema apresentando valores similares.
- Foi obtido um modelo de resistência das vigas de concreto armado com modo de falha ou ruptura por cisalhamento com base numa análise de regressão linear múltipla de resultados de ensaios selecionados como descrito acima. O modelo de regressão encontrado não é tendencioso em relação às variáveis do problema: d , ρ_l , f_c e $\rho_w f_y$. O erro desse modelo apresenta média igual a 1,01 e coeficiente de variação de 24,5%, valores razoavelmente inferiores aos observados no modelo

1 da NBR 6118 ($\mu = 1,01$ e $COV = 33,76\%$), no EUROCODE 2 com $\theta = 45^\circ$ ($\mu = 4,19$ e $COV = 33,99\%$) e no ACI 318 ($\mu = 1,16$ e $COV = 29,66\%$).

- A análise da confiabilidade das vigas de concreto armado com modo de falha ou ruptura por cisalhamento dimensionadas segundo a NBR 6118 (2007) em relação ao modelo de resistência desenvolvido apresenta grande variabilidade nos níveis de confiabilidade calculados. A probabilidade de falha P_F varia de $2,55 \times 10^{-3}$ ($\beta = 2,80$) a $25,68 \times 10^{-3}$ ($\beta = 1,95$).
- A análise da confiabilidade das vigas de concreto armado com modo de falha por cisalhamento dimensionadas segundo o ACI 318 (2008) em relação ao modelo de resistência desenvolvido apresenta variabilidade nos níveis de confiabilidade calculados. A probabilidade de falha P_F varia de $1,2 \times 10^{-3}$ ($\beta = 3,04$) a $10,39 \times 10^{-3}$ ($\beta = 2,31$).
- Os critérios do ACI 318 (2008) apresentam menor probabilidade de falha e maior índice de confiabilidade que a NBR 6118 (2007).
- Embora a razão entre a P_F máxima e mínima seja de aproximadamente 10 para a NBR 6118 (2007) e o ACI 318 (2008), a razão entre os valores extremos de β é de aproximadamente 1,4 para a NBR 6118 e de 1,3 para o ACI 318. Estas observações enfatizam que pequenas variações no valor de β significam uma grande variação na P_F .
- Foi proposto também um novo modelo de dimensionamento para a parcela τ_c dos mecanismos complementares aos da treliça para a NBR 6118 (2007). A análise da confiabilidade das vigas de concreto armado com modo de falha por cisalhamento dimensionadas com esse modelo apresentam uma boa uniformidade dos níveis de confiabilidade. A probabilidade de falha P_F varia de $2,9 \times 10^{-3}$ ($\beta = 2,76$) a $7,2 \times 10^{-3}$ ($\beta = 2,45$).
- Não foi objetivo deste trabalho propor o nível de confiabilidade alvo (β_o). Entretanto, qualquer valor de β pode ser facilmente alcançado adicionando um fator de minoração da resistência ao cisalhamento dimensionada. Estas alterações são delegadas à NBR 6118, que regulamenta os critérios de

dimensionamento em concreto armado. O fato principal é a reduzida probabilidade de falha e a pequena variabilidade dos resultados obtidos pelo modelo proposto.

8.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Modificar o modelo proposto para dimensionamento da parcela τ_c dos mecanismos complementares aos da treliça para a NBR 6118 (2007). A modificação seria no sentido de simplificá-lo. De posse deste modelo simplificado, avaliar a confiabilidade das vigas de CA com modo de falha por cisalhamento dimensionadas segundo o mesmo.

Realizar uma análise de confiabilidade em vigas de concreto armado com modo de falha ou ruptura por torção e cisalhamento.

Estudo de confiabilidade em lajes de concreto armado ou protendido com modo de falha ou ruptura por cisalhamento.

Ensaio de vigas de concreto armado com modo de falha ou ruptura por cisalhamento e altura útil maior que 60 cm.

O banco de dados filtrado apresenta aproximadamente 30 vigas por faixa de altura útil de viga, portanto, é também sugestão um trabalho que considere o erro amostral existente.

9

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADEBAR, P., COLLINS, M.P., *Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement*, Canadian Journal of Civil Engineering, março-abril 1996, vol.23, nº 02, p.297-305.

AHMAD, S.H., PARK, F. E EL-DASH, K. *Web Reinforcement Effects on Shear Capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams*, Magazine of Concrete Research, 1995, vol.47, no 172, p.227-233.

AHMAD, S.H., KHALOO, A.R., E POVEDA, A., *Shear capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams*, ACI Journal, marco-abril, 1986, vol.83, nº 02, p.297-305.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), *COMMITTEE 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-08)*, Detroit, 2008, 467 p.

ANG, A. H-S. E TANG, W. H. *Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Basic Principles*. John Wiley & Sons, 1990, V. I, p. 1 - 215.

ANGELAKOS, D., Bentz, E.C., e Collins, M.P., *Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members*, ACI Structural Journal, maio, 2001, vol.98, nº 3, p.290-300.

ANGELAKOS, D., *The Influence of Concrete Strength and Longitudinal Reinforcement Ratio on the Shear Strength of Large-Size Reinforced Concrete Beams with and without*

Transverse Reinforcement, Dissertação, 1999, 182 p., Department of Civil Engineering, University of Toronto, Ottawa, Canadá.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), *NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*, Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), *NBR 12655 Preparo, Controle e Recebimento de concreto* 1996.

AZEVEDO, C.P.B. E DINIZ, S.M.C. *Estudo Probabilístico da Resistência à Compressão de Concretos Utilizados em Fundações*. 50^o Congresso Brasileiro do Concreto, 5 a 9 de setembro, Salvador, 2008.

BOMEL LTD., *Probabilistic methods: uses and abuses in structural integrity*, HSE Health and Safety Executive, Contract Research Report C398\2001, 2001

BAZANT, Z.P. E KAZEMI, M.T., *Size Effect on Diagonal Shear Failure of Beams without Stirrups*, ACI Structural Journal, 1991, vol.88, n^o 3, p.268-276.

BAZANT, Z.P. E YU, Q., *Minimizing Statistical Bias to Identify Size Effect from Beam Shear Database*, ACI Structural Journal, 2008, vol.105, n^o 6, p.685-691.

BAZANT, Z.P. E YU, Q., *Minimizing Universal Size Effect Law and Effect of Crack Depth on Quasi-Brittle Structure Strength*, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 2009, fevereiro, p.78-84.

BELARBI, A. E HSU, T.T.C., *Stirrups Stresses in Reinforced Concrete Beams*, ACI Structural Journal, vol.87, n^o 5, 1990, p.530-538.

BENTZ, E.C., *Empirical Modeling of Reinforced Concrete Shear Strength Size Effect for Members without Stirrups*, ACI Structural Journal, vol.102, n^o 2, 2005, p.232-241.

BENTZ, E.C., VECCHIO, F.J. E COLLINS, M.P., *Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements*, ACI Structural Journal, vol.103, nº 6, 2006, p.614-624.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA), *CSA A23.3-04: Design of Concrete Structures*, Rexdale, Ontario, 2005, 240 p.

CASTRO, F.A.B., *Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado Estudo Paramétrico*, Dissertação, 1997, 162 p., Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ.

CLADERA, A.B., *Shear Design of Reinforced High-Strength Concrete Beams*, Tese, 2003, 284p., Departamento d'Enginyeria de la Construcció, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

COLLINS, M.P., *Evaluation of Shear Design Procedures for Concrete Structures*, CSA Technical Committee on Reinforced Concrete Design, Canadá, março 2001, p.29-37.

COLLINS, M.P., BENTZ, E.C. E SHERWOOD, E.G., *Where is Shear Reinforcement Required? Review of Research Results and Design Procedures*, ACI Structural Journal, vol.105, nº 05, setembro 2008, p.590-600.

COLLINS, M.P., E KUCHMA, D., *How safe are our large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs and Footings?*, ACI Structural Journal, vol.96, nº 04, julho-agosto 1999, p.482-490.

DINIZ, S.M.C. *A Confiabilidade Estrutural e a Evolução das Normas Técnicas*, VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, (CD-ROM), 8 a 11 de abril de 2006.

DINIZ, S.M.C. E FRANGOPOL, D.M., *Reliability Bases for High-Strength Concrete Columns*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, número 10, 1997.

ELZANATY, A.H., NILSON, A.H. E SLATE, F.O., *Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams using High-Strength Concrete*, ACI Journal, março, 1986, p.290-296.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, *Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Building*, Brussels, 2004, 225p.

ETXEBERRIA, M.L., *Experimental Study on Microstructure and Structural Behaviour of Recycled Aggregate Concrete*, Tese, 2004, p.230, Departamento d'Enginyeria de la Construcció, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

FERNANDES, G.B., *Cisalhamento em de Vigas de Alta Resistência*, Revista Técnica, novembro-dezembro, 1994, nº 13, p.27-30.

FERNANDES, G.B., *Resistência ao Cisalhamento: Estudo Analisa a Resistência de Vigas de Concreto Armado de Alto Desempenho*, Revista Técnica, janeiro-fevereiro, 1987, nº 26, p.34-37.

FURLAN JR., S., *Vigas de Concreto Armado com Taxas Reduzidas de Armadura de Cisalhamento: Influência do Emprego de Fibras Curtas e de Protensão*, Tese, 1995, 373 p., Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo.

GALAMBOS, T.V., ELLINGWOOD, B., MACGREGOR, J.G., E CORNELL, C.A., *Probability Based Load Criteria: Assessment of Current Design Practice*, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, nº 5, 1982.

GALAMBOS, T.V. *Design Codes. In: Blockley, Engineering Safety*. McGraw-Hill, 1992, p.47–71.

GARCIA, S.L.G., *Taxa de Armadura Transversal Mínima em Vigas de Concreto Armado*, Tese, 2002, p.207, Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

GHANNOUM, W.M., *Size Effect on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams*, *Dissertação*, 1998, 115p., Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, Canadá.

GOMIERO, P.F., *Armadura Reduzida para Cisalhamento em Vigas de Concreto de Alta Resistencia*, Dissertação, 1994, p.108, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

GUETTI, P.C., *Métodos Experimentais para Determinação de Propriedades do Concreto Baseados na Mecânica da Fratura*, 2006, Dissertação, Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, 165p.

HADDADIN, M.J., HONG, S. E MATTOCK, A.H., *Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams with Axial Force*, Journal of Structural Division Proceedings of the ASCE, setembro, 1971, p.2277-2297.

INSTITUTO BRASILEIRO DE CONCRETO – IBRACON: *Prática Recomendada IBRACON: Comentários Técnicos NB-1*, IBRACON, 2003, 70p.

JOHNSON, M.K. E RAMIREZ, J.A., *Minimum Shear Reinforcement in Beams with Higher Strength Concrete*, ACI Structural Journal, julho, 1989, nº 04, p.376-382.

KONG, P.Y.L. E RANGAN, B.V., *Shear Strength of High-Performance Concrete Beams*, ACI Structural Journal, novembro, 1998, vol. 95, nº 06, p.677-688.

KULKARNI, S.M. E SHAH, S.P., *Response of Reinforced Concrete Beams at High Strain Rates*, ACI Structural Journal, novembro, 1998, vol. 95, nº 06, p.705-715.

LEE, J. E WATANABE, F., *Shear Design of Reinforced Concrete Beams with Shear Reinforcement Considering Failure Modes*, ACI Structural Journal, maio, 2000, vol. 97, nº 03, p. 477-484.

MADSEN, H. O., KRENK, S., E LIND, N. C., *Methods of Structural Safety*, Prentice-Hall, New Jersey, 403 p, 1986.

MELCHERS, R. E. *Structural Reliability Analysis and Prediction*, John Wiley & Sons, 1999.

MIRZA, S.A. E MACGREGOR, J.G., *Variability of Mechanical Properties of Reinforcing Bars*, J. Struct. Div., ASCE, 105(5), 1979, p.921-937.

MORROW, J. E VIEST, I.M., *Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Members Without Web Reinforcements*, Journal of The American Concrete Institute, março, 1957, vol.28, no 09, p.833-869.

MPHONDE, A.G. E FRANTZ, G.C. *Shear Tests of High and Low-Strength Concrete Beams without Stirrups*, ACI Structural Journal, julho, 1984, vol.81, no 04, p.350-357.

NOWAK, A. E SZERSZEN, M. *Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 1 – Statistical Models for Resistance*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 100(3), 2003, p.377-382.

OZCEBE, G., ERSOY, U. E TANKUT, T., *Evolution of Minimum Shear Reinforcement Requirements for Higher Strength Concrete*, ACI Structural Journal, maio, 1999, vol.96, nº 03, p.361-368.

PIMENTA, R. J. *Perfis de Alma Senoidal: Proposição de Métodos de Cálculo e Análise de Confiabilidade Estrutural*, 2008, Tese, Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, 247p.

PLACAS, A. E REGAN, P.E., *Shear Failure of Reinforced Concrete Beams*, ACI Journal, outubro, 1971, p.763-773.

REINECK, K., KUCHMA, D.A., KIM, K.S. E MARX, S., *Shear Database for Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement*, ACI Structural Journal, março, 2003, vol.100, nº 02, p.240-249.

RIBEIRO, A. B., *Análise Crítica sobre o Dimensionamento ao Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado segundo a NBR 6118/2003*, 2005, Dissertação, Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, 193p.

ROLLER, J.J., E RUSSEL, H.G., *Shear Strength of High Strength Concrete Beams with Web Reinforcement*, ACI Structural Journal, março, 1990, vol.87, nº 02, p. 191-198.

SALANDRA, M.A. E AHMAD, S.H. *Shear Capacity of Reinforced Lightweight High-Strength Concrete Beams*, ACI Structural Journal, novembro, 1989, vol. 86, nº 06, p. 697-704.

SARSAM, K.F. E AL-MUSAWI, J.M.S., *Shear Design of High and Normal Strength Concrete Beams with Web Reinforcement*, ACI Structural Journal, novembro, 1992, vol. 89, nº 06, p. 658-664.

SZERSZEN, M. E NOWAK, A. *Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 2 – Reliability Analysis and Resistance Factors*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 100 (3), 2003, p.383-391.

SHERWOOD, E.G., BENTZ, E.C. E COLLINS, M.P., *Effect of Agregate Size on Beam-Shear Stregth of Thick Slabs*, ACI Structural Journal, marco, 2007, vol. 104, nº 02, p. 180-190.

SOMO, S. E HONG, H.P., *Modeling Error Analysis of Shear Predicting Models for RC Beams*, Structural Safety, 2006, vol. 28, p. 217-230.

TEOH, B.K., MANSUR, M.A. E WEE, T.H., *Behavior of High-Strength Concrete I-Beams with Low Shear Reinforcement*, ACI Structural Journal, maio, 2002, nº 03, p.299-307.

TOMPOS, E.J. E FROSH, R.J., *Influence of Beam Size, Longitudinal Reinforcement, and Stirrup Effectiveness on Concrete Shear Strength*, ACI Structural Journal, setembro, 2002, vol. 99, nº 05, p.559-567.

VAN MIER, J.G.M., *Fracture Process of Concrete*, CRC-Press, 1997.

VECCHIO, F.J., E COLLINS, M.P., *The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*, Journal Proceedings, março, 1986, vol. 83, nº 02, p.219-231.

VIDAL FILHO, L.S., *Influência da Adição de Fibras Curtas de Aço no Comportamento e Resistência ao Esforço Cortante em Vigas de Concreto Armado*, dissertação, 1999, 130 p., Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

XIE, Y., AHMAD, S.H., YU, T., HINO, S., E CHUNG, W., *Shear Ductility of Reinforced Concrete Beams of Normal and High-Strength Concrete*, ACI Structural Journal, vol. 91, nº 02, março, 1994, p.140-149.

YOON, Y., COOK, W.D., E MITCHELL, D., *Minimum Shear Reinforcement in Normal, Medium and High-Strength Concrete Beams*, ACI Structural Journal, vol.93, nº 05, outubro, 1996, p.576-584.

YOSHIDA, Y., *Shear Reinforcement for Large Lightly Reinforced Concrete Members*, *Dissertação*, 2000, 150p., Department of Civil Engineering, University of Toronto, Ottawa, Canadá.

ZARARIS, P.D., *Shear Strength and Minimum Shear Reinforcement of Reinforced Concrete Slender Beams*, ACI Structural Journal, vol.100, nº 02, março, 2003, p.203-214.

ZSUTTY, T.C., *Shear Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Tests*, ACI Journal, fevereiro, 1971, p.138-143.

ANEXO I

Banco de Dados e Erro dos Modelos

Neste anexo, são descritas a metodologia utilizada na seleção das vigas que compõem o banco de dados deste trabalho. Como a maior parte dos modelos considera que o esforço cortante é resistido parte pela armadura transversal e parte pela parcela dos mecanismos complementares à treliça, o primeiro banco de dados é formado por vigas sem estribos e o segundo por vigas armadas com estribos perpendiculares ao eixo longitudinal.

Detalhes provenientes dos ensaios experimentais como a geometria das vigas, as áreas de armaduras, as propriedades dos materiais empregados, a tensão de escoamento da armadura transversal e a tensão de ruptura experimental da viga constam dos bancos de dados apresentado a seguir.

Os resultados de cálculo para a resistência ao esforço cortante segundo a NBR 6118 (2003), o ACI 318 (2008), o EUROCODE 2 (2004), o CSA A23.3 (2003) e o modelo de Zsutty (1971), descritos no capítulo 4, são comparados com valores obtidos em ensaios de vigas de concreto armado que apresentaram ruptura por cisalhamento.

Metodologia de Coleta dos Elementos do Banco de Dados

Os estudos experimentais encontrados na literatura nacional e internacional apresentam objetivos diversos como pesquisa da influência da taxa de armadura transversal, da taxa de armadura longitudinal, da resistência do concreto, do efeito escala ou mesmo de comparar ou propor modelos de cálculos, dentre outros. Em comum, todos apresentam vigas com ruptura por esforço cortante e se enquadram na metodologia descrita a seguir.

Todas as vigas selecionadas romperam por cisalhamento (tração diagonal) e possuem relação entre o vão de cisalhamento e a altura efetiva da viga, a/d , maior que 2. Mais de 99% das vigas têm a relação a/d foi maior ou igual a 2,49. Todas as vigas possuem armadura longitudinal e atendem à relação b_w/d menor ou igual a 5. Nas vigas que apresentaram armadura transversal, foram selecionadas apenas aquelas com armadura perpendicular ao eixo longitudinal das mesmas. Foram descartadas as vigas com

armadura transversal tendo tensão de escoamento superior a 950 MPa, visto ser este valor pouco usual. Não foram consideradas também vigas fabricadas com concreto contendo fibras, agregados leves ou quaisquer outros elementos em sua mistura.

As vigas foram divididas em dois grupos segundo a existência ou não da armadura transversal. No total, são analisadas 514 vigas, sendo 241 sem estribos e 273 com estribos. Cerca de 52 % do banco de dados (282 vigas) apresentam resistência à compressão do concreto na data do ensaio, f_c , menor ou igual a 50 MPa. Aproximadamente 6 % (29 vigas) apresentaram f_c menor que 25 MPa.

Foi realizada ampla pesquisa em publicações recentes para incluir vigas com altura útil igual ou maior a 60 cm no banco de dados de Ribeiro (2005), resultando na adição de 23 vigas sem estribos e de 8 com estribos. Estas vigas adicionais foram obtidas dos experimentos de de COLLINS E KUCHMA (1999), BAHM apud ZARARIS (2003), SHERWOOD *et al.* (2007), GHANNOUM (1998) e YOSHIDA (2000).

Relativo ao banco de dados de RIBEIRO (2005) é importante ressaltar que este inclui 479 vigas com ruptura por tração diagonal, sendo 211 sem estribos e 268 com estribos. O percentual de vigas com altura útil maior ou igual a 60 cm é de 12% nas vigas sem estribos e 10 % nas vigas com estribos. No banco de dados atual, estes valores passaram a 20 % e 13 %, respectivamente.

O banco de dados utilizado no trabalho de BAZANT e YU (2008) inclui vigas sem estribos, sendo que 86 % do total apresentam altura útil menor que 50 cm. Os autores atribuem esse fato à dificuldade econômica em equipar laboratórios para realização de ensaios de vigas com maiores alturas. No banco de dados deste estudo, o percentual de vigas com altura menor que 50 cm é de 77 % das vigas sem estribos e de 83 % das vigas com estribos.

Os detalhes provenientes dos ensaios experimentais como a geometria das vigas, as áreas de armaduras, as propriedades dos materiais empregados, a tensão de escoamento da armadura transversal e a tensão de ruptura experimental da viga, τ_{EXP} , estão apresentados nas tabelas I.1 a I.3. A tensão τ_{EXP} apresentada corresponde ao esforço

cortante medido na ruptura da viga dividido pelo produto entre a menor largura da viga, b_w , e sua altura útil, d . A taxa de armadura longitudinal está representada por ρ_l , a resistência dos estribos por $\rho_w f_y$ e f_c representa a resistência do concreto na data do ensaio, medida em corpos de prova cilíndricos de 15 cm x 30 cm.

Na TAB.I.1 estão as características do banco de dados das vigas sem estribos, bem como as tensões calculadas por cada um dos modelos em estudo e o respectivo erro do modelo, para cada viga sem estribos.

As características das vigas com estribos que constam do banco de dados estão na TAB.I.2. As tensões calculadas por cada um dos modelos de dimensionamento em estudo e o respectivo erro do modelo, para cada viga com estribos, constam da TAB.I.3. Foi necessária a divisão dos resultados das vigas com estribos em duas tabelas, já que a NBR 6118 (2007) prescreve 2 modelos de dimensionamento, sendo o segundo calculado para os valores extremos prescritos para θ e o EUROCODE 2 (2003) prescreve um modelo, que também é calculado para os dois valores extremos prescritos para θ .

TABELA I.1 – Vigas sem Estribos – Características do Banco de Dados, Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais						NBR 6118			EUROCODE 2		ACI 318 Simplificada		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ (%)	a/d	τ_{EXP} (KN/cm ²)	τ_{NBR} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{ZSUTTY} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ZSUTTY}	τ_{CSA} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{CSA}
MORROW VIEST (1957) <i>apud</i> CLADERA	b40b4	30,50	36,80	34,80	1,85	2,76	0,14	0,13	1,03	0,13	1,11	0,10	1,41	0,13	1,04	0,12	1,17
	b56b2	30,50	36,80	14,70	1,85	3,86	0,09	0,08	1,18	0,09	0,95	0,06	1,40	0,09	0,99	0,08	1,16
	b56a4	30,50	37,50	25,00	2,41	3,80	0,12	0,11	1,12	0,12	0,99	0,08	1,45	0,12	1,02	0,10	1,20
	b56b4	30,50	36,80	27,20	1,85	3,86	0,11	0,11	0,96	0,12	0,94	0,09	1,25	0,11	0,99	0,10	1,04
	b56e4	30,50	36,80	28,40	1,24	3,86	0,10	0,12	0,83	0,10	0,95	0,09	1,09	0,10	0,99	0,11	0,91
	b56a6	30,80	35,60	39,90	3,79	4,00	0,16	0,15	1,10	0,17	0,97	0,11	1,54	0,16	1,03	0,13	1,28
	b56b6	30,50	37,20	45,70	1,83	3,83	0,12	0,16	0,75	0,14	0,88	0,11	1,07	0,13	0,92	0,14	0,89
	b113b4	30,50	36,50	32,60	1,87	7,86	0,09	0,13	0,73	0,12	0,76	0,10	0,98	0,09	1,01	0,11	0,82
	b70b2	30,50	36,50	16,30	1,87	4,87	0,08	0,08	0,99	0,10	0,82	0,07	1,19	0,09	0,93	0,08	0,99
	b70a4	30,50	36,80	27,20	2,46	4,83	0,12	0,11	1,03	0,13	0,93	0,09	1,36	0,11	1,05	0,10	1,13
	b70a6	30,50	35,60	45,00	3,83	5,00	0,16	0,16	1,03	0,18	0,93	0,11	1,47	0,15	1,08	0,13	1,22
b84b4	30,50	36,30	27,20	1,88	5,87	0,10	0,11	0,88	0,12	0,86	0,09	1,16	0,10	1,04	0,10	0,96	
HADADDIN <i>et al.</i> (1971)	A1	17,78	38,10	29,48	3,79	2,50	0,17	0,12	1,43	0,15	1,15	0,09	1,90	0,17	1,04	0,11	1,59
	C1	17,78	38,10	25,93	3,79	4,25	0,13	0,11	1,17	0,14	0,90	0,08	1,52	0,13	0,97	0,10	1,27
	E1	17,78	38,10	13,93	3,79	2,50	0,15	0,07	2,01	0,12	1,26	0,06	2,36	0,13	1,14	0,07	1,97
PLACAS e REGAN (1971)	R1	15,24	25,40	26,20	0,98	3,36	0,12	0,11	1,04	0,10	1,16	0,09	1,36	0,09	1,26	0,10	1,12
	R2	15,24	25,40	26,20	1,46	3,36	0,12	0,11	1,09	0,11	1,06	0,09	1,43	0,11	1,16	0,10	1,17
	R3	15,24	25,40	24,82	1,46	3,36	0,12	0,11	1,08	0,11	1,03	0,08	1,40	0,10	1,12	0,10	1,15
	R7	15,24	25,40	28,06	1,46	3,36	0,14	0,12	1,20	0,12	1,20	0,09	1,59	0,11	1,30	0,11	1,31
	D2	15,24	25,40	30,34	1,46	3,36	0,14	0,12	1,11	0,12	1,13	0,09	1,48	0,11	1,22	0,11	1,22
	T2	15,24	25,40	28,06	1,46	3,36	0,14	0,12	1,21	0,12	1,21	0,09	1,60	0,11	1,31	0,11	1,32

TABELA I.1 – Vigas sem Estribos – Características do Banco de Dados, Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais						NBR 6118			EUROCODE 2		ACI 318 Simplificada		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ (%)	a/d	τ_{EXP} (KN/cm ²)	τ_{NBR} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{ZSUTTY} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ZSUTTY}	τ_{CSA} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{CSA}
	T18	15,24	25,40	28,41	4,16	3,60	0,19	0,12	1,64	0,17	1,16	0,09	2,17	0,15	1,29	0,11	1,79
KANI <i>et al.</i> (1979) <i>apud</i> CLADERA	1	15,00	13,70	28,00	2,75	5,93	0,14	0,12	1,20	0,17	0,83	0,09	1,58	0,11	1,27	0,11	1,29
	2	15,00	13,70	25,00	2,73	3,93	0,14	0,11	1,29	0,16	0,86	0,08	1,67	0,12	1,15	0,10	1,36
	3	15,00	13,70	25,00	2,80	3,02	0,16	0,11	1,48	0,16	0,97	0,08	1,91	0,13	1,19	0,10	1,56
	4	15,60	27,00	27,00	2,74	3,00	0,15	0,11	1,36	0,14	1,10	0,09	1,78	0,14	1,13	0,11	1,47
	5	15,00	27,00	27,00	2,84	4,00	0,14	0,11	1,21	0,14	0,96	0,09	1,58	0,13	1,09	0,11	1,30
	6	15,00	27,00	30,00	2,66	6,46	0,13	0,12	1,09	0,14	0,92	0,09	1,45	0,11	1,22	0,11	1,20
	7	15,50	54,30	26,00	2,77	4,00	0,11	0,11	1,00	0,12	0,92	0,08	1,30	0,12	0,90	0,10	1,10
	8	15,60	54,30	27,00	2,77	3,12	0,13	0,11	1,12	0,12	1,04	0,09	1,47	0,14	0,94	0,10	1,24
	9	15,60	54,30	26,00	2,72	6,84	0,10	0,11	0,90	0,12	0,83	0,08	1,18	0,10	0,98	0,10	0,99
	10	15,60	109,00	27,00	2,71	3,00	0,10	0,11	0,85	0,11	0,90	0,09	1,12	0,14	0,71	0,10	0,99
	11	15,40	109,00	30,00	2,72	3,98	0,09	0,12	0,77	0,11	0,84	0,09	1,03	0,13	0,73	0,10	0,91
	12	15,20	109,00	27,00	2,70	7,00	0,09	0,11	0,82	0,11	0,86	0,09	1,07	0,10	0,91	0,10	0,95
	15	15,50	27,00	17,00	0,50	2,98	0,06	0,08	0,78	0,07	0,95	0,07	0,95	0,07	0,98	0,08	0,78
	16	15,20	27,00	17,00	0,50	3,53	0,06	0,08	0,72	0,07	0,87	0,07	0,87	0,06	0,95	0,08	0,72
	17	15,20	27,00	28,00	0,50	3,47	0,06	0,12	0,53	0,08	0,77	0,09	0,70	0,07	0,83	0,11	0,58
	20	15,20	27,00	35,00	0,50	2,57	0,08	0,13	0,61	0,09	0,94	0,10	0,83	0,09	0,92	0,12	0,68
	21,00	15,20	27,00	35,00	0,50	3,52	0,06	0,13	0,45	0,09	0,70	0,10	0,62	0,08	0,76	0,12	0,51
23,00	15,20	27,00	17,00	0,80	3,96	0,07	0,08	0,88	0,08	0,92	0,07	1,07	0,07	1,04	0,08	0,88	
24,00	15,20	27,00	17,00	0,80	5,02	0,07	0,08	0,80	0,08	0,83	0,07	0,97	0,07	1,02	0,08	0,80	
28,00	15,20	27,00	17,00	0,80	2,48	0,09	0,08	1,04	0,08	1,09	0,07	1,26	0,08	1,04	0,08	1,04	

TABELA I.1 – Vigas sem Estribos – Características do Banco de Dados, Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

<i>Autor</i>	Dados Experimentais						NBR 6118			EUROCODE 2		ACI 318 Simplificada		Zsutty		CSA Simplificada	
	<i>Viga</i>	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ (%)	a/d	τ_{EXP} (KN/cm ²)	τ_{NBR} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{ZSUTTY} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ZSUTTY}	τ_{CSA} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{CSA}
KANI <i>et al.</i> (1979) <i>apud</i> CLADERA	29,00	15,20	27,00	17,00	0,80	3,02	0,08	0,08	0,95	0,08	0,99	0,07	1,15	0,08	1,02	0,08	0,95
	30,00	15,20	27,00	17,00	0,80	2,99	0,08	0,08	0,96	0,08	1,00	0,07	1,16	0,08	1,03	0,08	0,96
	32,00	15,20	27,00	26,00	0,80	2,98	0,09	0,11	0,85	0,09	1,03	0,08	1,11	0,09	1,06	0,10	0,92
	33,00	15,20	27,00	26,00	0,80	4,03	0,08	0,11	0,74	0,09	0,89	0,08	0,96	0,08	1,01	0,10	0,79
	34,00	15,20	27,00	26,00	0,80	2,50	0,10	0,11	0,91	0,09	1,10	0,08	1,19	0,09	1,07	0,10	0,98
	35,00	15,20	27,00	26,00	0,80	2,53	0,11	0,11	0,98	0,09	1,18	0,08	1,28	0,09	1,15	0,10	1,05
	36,00	15,20	27,00	26,00	0,80	5,08	0,06	0,11	0,57	0,09	0,68	0,08	0,74	0,07	0,84	0,10	0,61
	37,00	15,20	27,00	26,00	0,80	5,05	0,07	0,11	0,61	0,09	0,74	0,08	0,80	0,08	0,91	0,10	0,66
	38,00	15,20	27,00	26,00	0,80	2,49	0,11	0,11	0,95	0,09	1,15	0,08	1,24	0,10	1,11	0,10	1,02
	39,00	15,20	27,00	26,00	0,80	2,49	0,10	0,11	0,87	0,09	1,04	0,08	1,13	0,10	1,01	0,10	0,93
	42,00	15,20	27,00	26,00	0,80	3,01	0,10	0,11	0,87	0,09	1,04	0,08	1,13	0,09	1,07	0,10	0,93
43,00	15,20	27,00	26,00	0,80	3,96	0,08	0,11	0,72	0,09	0,86	0,08	0,93	0,08	0,98	0,10	0,77	
AHMAD <i>et al.</i> (1985) <i>apud</i> CLADERA	LNN-3	12,70	21,59	40,30	1,04	3,00	0,08	0,15	0,56	0,12	0,67	0,11	0,78	0,11	0,73	0,13	0,64
MPHONDE e FRANTZ (1984)	AO-3-3b	15,24	29,85	20,76	3,36	3,60	0,14	0,10	1,49	0,13	1,05	0,08	1,87	0,13	1,13	0,09	1,55
	AO-3-3c	15,24	29,85	27,31	2,32	3,60	0,15	0,11	1,29	0,13	1,13	0,09	1,69	0,12	1,21	0,11	1,39
	AO-3-3a	15,24	29,85	37,67	3,36	3,60	0,18	0,14	1,28	0,16	1,10	0,10	1,77	0,15	1,18	0,12	1,46
	AO-3-3d	15,24	29,85	41,63	3,36	3,60	0,18	0,15	1,20	0,17	1,07	0,11	1,69	0,16	1,15	0,13	1,40
ELZANATY <i>et al.</i> (1986)	F11	17,78	26,67	20,69	1,20	4,00	0,09	0,09	1,00	0,10	0,96	0,08	1,25	0,09	1,10	0,09	1,03
	F12	17,78	26,67	20,69	2,50	4,00	0,12	0,09	1,21	0,13	0,92	0,08	1,52	0,11	1,05	0,09	1,25
	F8	17,78	26,67	39,99	1,00	4,00	0,10	0,15	0,66	0,11	0,84	0,11	0,92	0,10	0,96	0,13	0,76

TABELA I.1 – Vigas sem Estribos – Características do Banco de Dados, Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais						NBR 6118			EUROCODE 2		ACI 318 Simplificada		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ (%)	a/d	τ_{EXP} (KN/cm ²)	τ_{NBR} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{ZSUTTY} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ZSUTTY}	τ_{CSA} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{CSA}
	F13	17,78	26,67	39,99	1,20	4,00	0,10	0,15	0,66	0,12	0,80	0,11	0,93	0,11	0,91	0,13	0,76
	F14	17,78	26,67	39,99	2,50	4,00	0,14	0,15	0,93	0,16	0,88	0,11	1,30	0,14	1,00	0,13	1,07
BAZANT e KAZEMI (1991)	I-4	3,81	4,06	43,07	1,67	3,00	0,21	0,15	1,35	0,24	0,87	0,11	1,92	0,13	1,55	0,14	1,55
	I-5	3,81	4,06	43,07	1,67	3,00	0,19	0,15	1,23	0,24	0,79	0,11	1,75	0,13	1,41	0,14	1,41
	I-6	3,81	4,06	43,07	1,67	3,00	0,20	0,15	1,29	0,24	0,83	0,11	1,82	0,13	1,48	0,14	1,47
	I-7	3,81	8,13	43,07	1,67	3,00	0,18	0,15	1,14	0,19	0,92	0,11	1,62	0,13	1,31	0,13	1,31
	I-8	3,81	8,13	43,07	1,67	3,00	0,18	0,15	1,16	0,19	0,94	0,11	1,65	0,13	1,33	0,13	1,34
	I-9	3,81	8,13	43,07	1,67	3,00	0,17	0,15	1,08	0,19	0,87	0,11	1,53	0,13	1,24	0,13	1,24
	I-10	3,81	16,26	43,07	1,67	3,00	0,15	0,15	0,95	0,16	0,93	0,11	1,34	0,13	1,08	0,13	1,09
	I-11	3,81	16,26	43,07	1,67	3,00	0,16	0,15	1,02	0,16	1,00	0,11	1,44	0,13	1,17	0,13	1,18
	I-12	3,81	16,26	43,07	1,67	3,00	0,16	0,15	1,06	0,16	1,04	0,11	1,50	0,13	1,21	0,13	1,22
	II-4	3,81	4,13	42,50	1,64	3,00	0,19	0,15	1,22	0,24	0,79	0,11	1,72	0,13	1,40	0,13	1,39
	II-5	3,81	4,13	42,50	1,64	3,00	0,17	0,15	1,11	0,24	0,72	0,11	1,57	0,13	1,28	0,13	1,27
	II-6	3,81	4,13	42,50	1,64	3,00	0,20	0,15	1,32	0,24	0,85	0,11	1,86	0,13	1,51	0,13	1,50
II-7	3,81	8,26	42,50	1,64	3,00	0,17	0,15	1,12	0,19	0,91	0,11	1,58	0,13	1,28	0,13	1,28	
II-8	3,81	8,26	42,50	1,64	3,00	0,16	0,15	1,04	0,19	0,84	0,11	1,47	0,13	1,19	0,13	1,19	
II-9	3,81	8,26	42,50	1,64	3,00	0,14	0,15	0,92	0,19	0,75	0,11	1,30	0,13	1,06	0,13	1,05	
II-10	3,81	16,51	42,50	1,64	3,00	0,12	0,15	0,76	0,16	0,74	0,11	1,07	0,13	0,87	0,13	0,87	
II-11	3,81	16,51	42,50	1,64	3,00	0,13	0,15	0,87	0,16	0,86	0,11	1,23	0,13	1,00	0,13	1,00	
II-12	3,81	16,51	42,50	1,64	3,00	0,13	0,15	0,85	0,16	0,84	0,11	1,20	0,13	0,98	0,13	0,98	
XIE <i>et al.</i>	NNN-3	12,70	21,59	37,73	2,08	3,00	0,13	0,14	0,94	0,15	0,88	0,10	1,31	0,14	0,96	0,12	1,07

TABELA I.1 – Vigas sem Estribos – Características do Banco de Dados, Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais						NBR 6118			EUROCODE 2		ACI 318 Simplificada		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ (%)	a/d	τ_{EXP} (KN/cm ²)	τ_{NBR} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{ZSUTTY} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ZSUTTY}	τ_{CSA} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{CSA}
(1994)																	
ADEBAR e COLLINS (1996)	ST3	29,00	27,80	49,30	1,95	2,80	0,13	0,17	0,79	0,15	0,88	0,12	1,14	0,15	0,88	0,14	0,94
	ST8	29,00	27,80	46,20	1,95	2,80	0,10	0,16	0,62	0,15	0,67	0,11	0,88	0,15	0,67	0,14	0,73
YOON <i>et al</i> (1996)	NI-S	37,50	65,50	36,00	2,80	3,28	0,10	0,14	0,74	0,13	0,78	0,10	1,01	0,15	0,69	0,12	0,86
ISLAM <i>et al.</i> (1998) <i>Apud</i> CLADERA	M40-S0	15,00	20,50	34,40	3,19	3,90	0,18	0,13	1,34	0,17	1,04	0,10	1,83	0,14	1,26	0,12	1,50
	M25-S0	15,00	20,70	26,60	2,02	3,86	0,15	0,11	1,36	0,13	1,14	0,09	1,78	0,11	1,36	0,10	1,46
	M25-S3	15,00	20,70	26,60	2,02	2,90	0,18	0,11	1,62	0,13	1,35	0,09	2,12	0,12	1,47	0,10	1,74
KULKARNI e SHAH (1998)	B4JL20-S	10,20	15,20	39,81	1,37	5,00	0,13	0,15	0,86	0,15	0,86	0,11	1,20	0,10	1,21	0,13	0,98
	B3SE03-S	10,20	15,20	42,75	1,37	4,50	0,15	0,15	0,96	0,15	0,99	0,11	1,36	0,11	1,35	0,13	1,11
	B3NO15-S	10,20	15,20	40,85	1,37	4,00	0,15	0,15	0,98	0,15	0,99	0,11	1,37	0,11	1,29	0,13	1,12
	B3NO30-S	10,20	15,20	42,75	1,37	3,50	0,16	0,15	1,01	0,15	1,04	0,11	1,43	0,12	1,30	0,13	1,17
	B3NO30-H	10,20	15,20	42,75	1,37	3,50	0,18	0,15	1,15	0,15	1,18	0,11	1,62	0,12	1,47	0,13	1,32
COLLINS e KUCHMA (1999)	B100	30,00	92,50	36,00	1,01	2,80	0,08	0,14	0,59	0,09	0,93	0,10	0,81	0,11	0,74	0,11	0,71
	B100R	30,00	92,50	36,00	1,01	2,80	0,09	0,14	0,65	0,09	1,03	0,10	0,90	0,11	0,82	0,11	0,78
	B100L	30,00	92,50	39,00	1,01	2,80	0,08	0,14	0,55	0,09	0,90	0,10	0,77	0,11	0,71	0,12	0,67
	B100L-R	30,00	92,50	39,00	1,01	2,80	0,08	0,14	0,58	0,09	0,94	0,10	0,81	0,11	0,75	0,12	0,71
	B100B	30,00	92,50	39,00	1,01	2,80	0,07	0,14	0,51	0,09	0,82	0,10	0,71	0,11	0,65	0,12	0,62
	BN100	30,00	92,50	37,20	0,76	2,80	0,07	0,14	0,49	0,08	0,86	0,10	0,68	0,10	0,68	0,12	0,59
	BN50	30,00	45,00	37,20	0,81	5,83	0,10	0,14	0,70	0,09	1,05	0,10	0,96	0,08	1,21	0,12	0,81
	BN25	30,00	22,50	37,20	0,89	11,66	0,11	0,14	0,77	0,11	0,96	0,10	1,06	0,07	1,63	0,12	0,87

TABELA I.1 – Vigas sem Estribos – Características do Banco de Dados, Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais						NBR 6118			EUROCODE 2		ACI 318 Simplificada		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ (%)	a/d	τ_{EXP} (KN/cm ²)	τ_{NBR} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{ZSUTTY} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ZSUTTY}	τ_{CSA} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{CSA}
COLLINS e KUCHMA (1999)	BN12	30,00	11,00	37,20	0,91	23,85	0,12	0,14	0,86	0,14	0,89	0,10	1,19	0,05	2,30	0,13	0,97
	SE100A45	29,50	92,00	50,00	1,03	2,50	0,07	0,17	0,43	0,10	0,75	0,12	0,63	0,13	0,58	0,14	0,55
	SE100A45R	29,50	92,00	50,00	1,03	2,50	0,09	0,17	0,51	0,10	0,89	0,12	0,74	0,13	0,68	0,14	0,64
ANGELAKOS <i>et al.</i> (2001)	DB120	30,00	92,50	21,00	1,01	2,92	0,06	0,10	0,67	0,07	0,88	0,08	0,84	0,09	0,71	0,09	0,74
	DB130	30,00	92,50	32,00	1,01	2,92	0,07	0,13	0,52	0,08	0,79	0,09	0,71	0,10	0,64	0,11	0,62
	DB140	30,00	92,50	38,00	1,01	2,92	0,06	0,14	0,46	0,09	0,73	0,10	0,63	0,11	0,59	0,12	0,55
	DB230	30,00	92,50	32,00	2,02	2,92	0,09	0,13	0,73	0,11	0,88	0,09	0,98	0,13	0,70	0,11	0,86
	DB0.530	30,00	92,50	32,00	0,50	2,92	0,06	0,13	0,47	0,07	0,89	0,09	0,63	0,08	0,72	0,11	0,55
CLADERA (2002)	H50/1	20,00	35,90	49,90	2,24	3,01	0,14	0,17	0,81	0,15	0,92	0,12	1,18	0,16	0,89	0,14	0,98
GARCIA (2002)	8R	15,00	41,30	32,00	2,60	3,14	0,12	0,13	0,95	0,13	0,91	0,09	1,28	0,14	0,87	0,11	1,07
GONZÁLEZ (2002) <i>apud</i> CLADERA	V10HC	20,20	30,60	40,20	2,88	3,27	0,14	0,15	0,97	0,16	0,91	0,11	1,36	0,15	0,93	0,13	1,13
	V10HCS	20,30	30,60	46,77	2,87	3,27	0,16	0,16	0,99	0,17	0,97	0,11	1,42	0,16	1,00	0,14	1,17
	V10HR	20,00	30,50	39,65	2,93	3,28	0,15	0,15	1,01	0,16	0,93	0,10	1,42	0,15	0,97	0,13	1,17
	V10HRS	19,90	30,50	41,45	2,93	3,28	0,14	0,15	0,92	0,16	0,86	0,11	1,29	0,16	0,89	0,13	1,07
TOMPOS e FROSH (2002)	V18-0	22,86	42,55	35,85	1,04	3,00	0,10	0,14	0,71	0,10	0,96	0,10	0,98	0,11	0,90	0,12	0,82
MPHONDE e FRANTZ (1984)	AO-11-3a	15,24	29,85	74,93	3,36	3,60	0,20	0,22	0,88	0,21	0,95	0,14	1,37	0,19	1,02	0,17	1,13
	AO-11-3b	15,24	29,85	74,64	3,36	3,60	0,20	0,22	0,88	0,21	0,95	0,14	1,37	0,19	1,02	0,17	1,13
	AO-15-3a	15,24	29,85	81,34	3,36	3,60	0,21	0,24	0,87	0,21	0,96	0,15	1,36	0,20	1,03	0,18	1,13
	AO-15-3b	15,24	29,85	93,68	3,36	3,60	0,22	0,26	0,85	0,22	0,99	0,16	1,36	0,21	1,06	0,20	1,13

TABELA I.1 – Vigas sem Estribos – Características do Banco de Dados, Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais						NBR 6118			EUROCODE 2		ACI 318 Simplificada		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ (%)	a/d	τ_{EXP} (KN/cm ²)	τ_{NBR} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{ZSUTTY} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ZSUTTY}	τ_{CSA} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{CSA}
	AO-15-3c	15,24	29,85	91,84	3,36	3,60	0,22	0,26	0,84	0,22	0,97	0,16	1,35	0,21	1,04	0,19	1,11
	AO-11-2	15,24	29,85	79,28	3,36	2,50	0,25	0,23	1,05	0,21	1,16	0,15	1,65	0,22	1,10	0,18	1,36
AHMAD <i>et al.</i> (1985) <i>apud</i> CLADERA	LHN-3	12,70	21,59	89,10	2,07	3,00	0,16	0,25	0,63	0,20	0,79	0,16	1,01	0,18	0,86	0,19	0,83
AHMAD <i>et al.</i> (1986)	A1	12,70	20,32	60,83	3,93	4,00	0,22	0,19	1,15	0,22	1,01	0,13	1,72	0,18	1,22	0,16	1,41
	A2	12,70	20,32	60,83	3,93	3,00	0,27	0,19	1,37	0,22	1,20	0,13	2,06	0,20	1,33	0,16	1,69
	A3	12,70	20,32	60,83	3,93	2,70	0,27	0,19	1,37	0,22	1,20	0,13	2,06	0,21	1,28	0,16	1,69
	A7	12,70	20,80	60,83	1,77	4,00	0,18	0,19	0,91	0,17	1,04	0,13	1,36	0,14	1,26	0,16	1,12
	A8	12,70	20,80	60,83	1,77	3,00	0,19	0,19	0,95	0,17	1,09	0,13	1,42	0,15	1,20	0,16	1,17
	A9	12,70	20,80	60,83	1,77	2,70	0,30	0,19	1,56	0,17	1,79	0,13	2,33	0,16	1,90	0,16	1,91
	B1	12,70	20,17	66,99	5,01	4,00	0,20	0,21	0,96	0,25	0,80	0,14	1,47	0,20	0,98	0,17	1,20
	B2	12,70	20,17	66,99	5,01	3,00	0,27	0,21	1,30	0,25	1,08	0,14	1,97	0,23	1,19	0,17	1,62
	B3	12,70	20,17	66,99	5,01	2,70	0,39	0,21	1,88	0,25	1,57	0,14	2,86	0,23	1,67	0,17	2,35
	B7	12,70	20,80	66,99	2,25	4,00	0,17	0,21	0,81	0,19	0,89	0,14	1,24	0,16	1,08	0,17	1,02
	B8	12,70	20,80	66,99	2,25	3,00	0,18	0,21	0,85	0,19	0,93	0,14	1,30	0,17	1,02	0,17	1,06
	B9	12,70	20,80	66,99	2,25	2,70	0,30	0,21	1,46	0,19	1,60	0,14	2,22	0,18	1,69	0,17	1,82
	C1	12,70	18,42	64,32	6,64	4,00	0,23	0,20	1,15	0,28	0,84	0,13	1,74	0,22	1,04	0,16	1,42
	C2	12,70	18,42	64,32	6,64	3,00	0,32	0,20	1,60	0,28	1,17	0,13	2,42	0,24	1,32	0,16	1,98
	C3	12,70	18,42	64,32	6,64	2,70	0,29	0,20	1,46	0,28	1,07	0,13	2,21	0,25	1,16	0,16	1,81
	C7	12,70	20,65	64,32	3,26	4,00	0,17	0,20	0,86	0,21	0,82	0,13	1,29	0,18	0,99	0,16	1,06
C8	12,70	20,65	64,32	3,26	3,00	0,17	0,20	0,84	0,21	0,80	0,13	1,27	0,19	0,88	0,16	1,04	

TABELA I.1 – Vigas sem Estribos – Características do Banco de Dados, Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais						NBR 6118			EUROCODE 2		ACI 318 Simplificada		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ (%)	a/d	τ_{EXP} (KN/cm ²)	τ_{NBR} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{ZSUTTY} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ZSUTTY}	τ_{CSA} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{CSA}
	C9	12,70	20,65	64,32	3,26	2,70	0,17	0,20	0,86	0,21	0,82	0,13	1,29	0,20	0,87	0,16	1,06
ELZANATY <i>et al.</i> (1986)	F1	17,78	26,67	65,50	1,20	4,00	0,12	0,20	0,60	0,14	0,86	0,13	0,92	0,13	0,98	0,16	0,76
	F2	17,78	26,67	65,50	2,50	4,00	0,14	0,20	0,69	0,18	0,77	0,13	1,05	0,16	0,88	0,16	0,87
	F10	17,78	26,67	65,50	3,30	4,00	0,17	0,20	0,81	0,20	0,82	0,13	1,23	0,18	0,94	0,16	1,01
	F9	17,78	26,67	79,29	1,60	4,00	0,13	0,23	0,58	0,17	0,80	0,15	0,90	0,15	0,91	0,18	0,75
	F15	17,78	26,67	79,29	2,50	4,00	0,14	0,23	0,62	0,20	0,74	0,15	0,97	0,17	0,84	0,18	0,80
	F6	17,78	26,67	63,43	2,50	6,00	0,13	0,20	0,65	0,18	0,72	0,13	0,98	0,14	0,94	0,16	0,81
JONHSON e RAMIREZ (1989)	6,00	30,48	53,87	55,85	2,41	3,10	0,12	0,18	0,63	0,15	0,78	0,12	0,94	0,16	0,71	0,15	0,79
SALANDRA e AHMAD (1989)	LR-2.59- NS	10,16	17,15	53,71	1,45	2,59	0,15	0,18	0,85	0,16	0,96	0,12	1,25	0,15	1,05	0,15	1,03
	LR-3.63- NS	10,16	17,15	52,14	1,45	3,63	0,13	0,18	0,71	0,16	0,79	0,12	1,04	0,13	0,97	0,15	0,85
	HR-2.59- NS	10,16	17,15	66,88	1,45	2,59	0,17	0,21	0,82	0,17	0,99	0,14	1,26	0,16	1,09	0,17	1,03
	HR-3.63- NS	10,16	17,15	69,04	1,45	3,63	0,11	0,21	0,54	0,17	0,66	0,14	0,83	0,14	0,81	0,17	0,68
THORENTFELD DRANGSHOLT (1990) <i>apud</i> CLADERA	B21	15,00	22,10	77,80	1,82	3,00	0,20	0,23	0,89	0,18	1,12	0,15	1,39	0,17	1,21	0,18	1,14
	B11	15,00	22,10	54,00	1,82	3,00	0,18	0,18	0,97	0,16	1,08	0,12	1,43	0,15	1,17	0,15	1,18
	B13	15,00	20,70	54,00	3,23	4,00	0,23	0,18	1,26	0,20	1,14	0,12	1,85	0,16	1,38	0,15	1,52
	B14	15,00	20,70	54,00	3,23	3,00	0,27	0,18	1,48	0,20	1,33	0,12	2,17	0,18	1,47	0,15	1,78
	B23	15,00	20,70	77,80	3,23	4,00	0,25	0,23	1,09	0,23	1,11	0,15	1,70	0,19	1,35	0,18	1,40
	B24	15,00	20,70	77,80	3,23	3,00	0,27	0,23	1,16	0,23	1,18	0,15	1,81	0,20	1,30	0,18	1,48

TABELA I.1 – Vigas sem Estribos – Características do Banco de Dados, Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais						NBR 6118			EUROCODE 2		ACI 318 Simplificada		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ (%)	a/d	τ_{EXP} (KN/cm ²)	τ_{NBR} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{ZSUTTY} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ZSUTTY}	τ_{CSA} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{CSA}
	B33	15,00	20,70	58,00	3,23	4,00	0,22	0,19	1,16	0,20	1,07	0,13	1,73	0,17	1,30	0,15	1,42
	B34	15,00	20,70	58,00	3,23	3,00	0,27	0,19	1,41	0,20	1,30	0,13	2,10	0,19	1,43	0,15	1,72
	B43	15,00	20,70	86,40	3,23	4,00	0,28	0,25	1,13	0,23	1,19	0,15	1,79	0,19	1,44	0,19	1,47
	B44	15,00	20,70	86,40	3,23	3,00	0,35	0,25	1,40	0,23	1,48	0,15	2,23	0,21	1,63	0,19	1,83
	B53	15,00	20,70	97,70	3,23	4,00	0,25	0,27	0,93	0,24	1,02	0,16	1,50	0,20	1,23	0,20	1,23
	B54	15,00	20,70	97,70	3,23	3,00	0,25	0,27	0,94	0,24	1,03	0,16	1,52	0,22	1,13	0,20	1,25
	B63	30,00	41,40	77,80	3,23	4,00	0,18	0,23	0,80	0,19	0,96	0,15	1,26	0,19	0,99	0,18	1,05
	B64	30,00	41,40	77,80	3,23	3,00	0,23	0,23	0,98	0,19	1,17	0,15	1,54	0,20	1,10	0,18	1,28
	B51	15,00	22,10	97,70	1,82	3,00	0,17	0,27	0,63	0,20	0,86	0,16	1,03	0,18	0,93	0,20	0,84
	B61	30,00	44,20	77,80	1,82	3,00	0,14	0,23	0,59	0,16	0,87	0,15	0,92	0,17	0,80	0,18	0,77
KIM PARK (1994) apud CLADERA	CTL-1	17,00	27,00	53,70	1,87	3,00	0,15	0,18	0,86	0,16	0,99	0,12	1,26	0,15	1,02	0,15	1,04
	CTL-2	17,00	27,00	53,70	1,87	3,00	0,16	0,18	0,87	0,16	1,00	0,12	1,28	0,15	1,03	0,15	1,05
	P1.0-1	17,00	27,20	53,70	1,01	3,00	0,13	0,18	0,70	0,13	1,00	0,12	1,03	0,12	1,03	0,15	0,85
	P1.0-2	17,00	27,20	53,70	1,01	3,00	0,12	0,18	0,68	0,13	0,96	0,12	1,00	0,12	0,99	0,15	0,82
	P3.4-1	17,00	26,70	53,70	3,35	3,00	0,17	0,18	0,96	0,19	0,91	0,12	1,41	0,18	0,94	0,15	1,16
	P3.4-2	17,00	26,70	53,70	3,35	3,00	0,17	0,18	0,96	0,19	0,91	0,12	1,42	0,18	0,94	0,15	1,17
	P4.6-1	17,00	25,50	53,70	4,68	3,00	0,21	0,18	1,15	0,21	0,97	0,12	1,69	0,20	1,01	0,15	1,40
	P4.6-2	17,00	25,50	53,70	4,68	3,00	0,22	0,18	1,23	0,21	1,03	0,12	1,80	0,20	1,07	0,15	1,48
	A4.5-1	17,00	27,00	53,70	1,87	4,50	0,14	0,18	0,81	0,16	0,93	0,12	1,19	0,13	1,10	0,15	0,98
	A4.5-2	17,00	27,00	53,70	1,87	4,50	0,14	0,18	0,78	0,16	0,89	0,12	1,14	0,13	1,05	0,15	0,94
	D142-1	17,00	14,20	53,70	1,87	3,00	0,17	0,18	0,95	0,18	0,93	0,12	1,39	0,15	1,13	0,15	1,13

TABELA I.1 – Vigas sem Estribos – Características do Banco de Dados, Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais						NBR 6118			EUROCODE 2		ACI 318 Simplificada		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ (%)	a/d	τ_{EXP} (KN/cm ²)	τ_{NBR} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{ZSUTTY} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ZSUTTY}	τ_{CSA} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{CSA}
	D142-2	17,00	14,20	53,70	1,87	3,00	0,16	0,18	0,91	0,18	0,89	0,12	1,33	0,15	1,08	0,15	1,09
	D550-1	30,00	55,00	53,70	1,87	3,00	0,14	0,18	0,76	0,13	1,02	0,12	1,12	0,15	0,91	0,14	0,95
	D550-2	30,00	55,00	53,70	1,87	3,00	0,13	0,18	0,72	0,13	0,97	0,12	1,06	0,15	0,86	0,14	0,90
	D915-1	30,00	91,50	53,70	1,87	3,00	0,11	0,18	0,61	0,12	0,89	0,12	0,89	0,15	0,72	0,14	0,78
	D915-2	30,00	91,50	53,70	1,87	3,00	0,12	0,18	0,67	0,12	0,99	0,12	0,99	0,15	0,80	0,14	0,86
XIE <i>et al.</i> (1994)	NHN-3	12,70	21,59	98,97	2,08	3,00	0,17	0,27	0,62	0,21	0,80	0,17	1,01	0,19	0,87	0,20	0,83
AHMAD <i>et al.</i> (1995)	B7H	10,20	17,80	72,77	1,39	3,70	0,15	0,22	0,67	0,17	0,86	0,14	1,04	0,14	1,05	0,17	0,85
	B8H	10,20	17,80	75,34	1,39	3,70	0,15	0,22	0,66	0,17	0,85	0,14	1,02	0,14	1,04	0,18	0,84
ADEBAR e COLLINS (1996)	ST1	36,00	27,80	52,50	1,57	2,88	0,13	0,18	0,72	0,14	0,88	0,12	1,06	0,14	0,89	0,15	0,87
	ST2	36,00	27,80	52,50	1,57	2,88	0,12	0,18	0,67	0,14	0,82	0,12	0,98	0,14	0,83	0,15	0,81
	ST16	29,00	17,80	51,50	3,04	4,49	0,15	0,17	0,83	0,20	0,73	0,12	1,22	0,15	0,95	0,15	1,00
	ST17	29,00	37,80	51,50	1,43	2,12	0,11	0,17	0,62	0,13	0,83	0,12	0,91	0,18	0,60	0,14	0,76
	ST23	29,00	27,80	58,90	0,99	2,88	0,11	0,19	0,58	0,13	0,86	0,13	0,87	0,13	0,87	0,15	0,72
YOON <i>et al.</i> (1996)	M1-S	37,50	65,50	67,00	2,80	3,28	0,12	0,21	0,58	0,16	0,75	0,14	0,88	0,18	0,67	0,16	0,75
	H1-S	37,50	65,50	87,00	2,80	3,28	0,13	0,25	0,54	0,17	0,76	0,16	0,86	0,20	0,68	0,18	0,73
ISLAM <i>et al.</i> (1998) <i>apud</i> CLADERA	M100-S0	15,00	20,30	83,30	3,22	3,94	0,21	0,24	0,89	0,23	0,92	0,15	1,40	0,19	1,12	0,19	1,15
	M100-S3	15,00	20,30	83,30	3,22	2,96	0,32	0,24	1,32	0,23	1,38	0,15	2,09	0,21	1,51	0,19	1,72
	M100-S4	15,00	20,30	83,30	3,22	3,94	0,27	0,24	1,10	0,23	1,15	0,15	1,74	0,19	1,39	0,19	1,43
	M80-S0	15,00	20,30	72,20	3,22	3,94	0,19	0,22	0,87	0,22	0,86	0,14	1,35	0,18	1,04	0,17	1,10
	M80-S4	15,00	20,30	72,20	3,22	3,94	0,24	0,22	1,08	0,22	1,07	0,14	1,67	0,18	1,30	0,17	1,37

TABELA I.1 – Vigas sem Estribos – Características do Banco de Dados, Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais						NBR 6118			EUROCODE 2		ACI 318 Simplificada		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ (%)	a/d	τ_{EXP} (KN/cm ²)	τ_{NBR} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{ZSUTTY} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ZSUTTY}	τ_{CSA} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{CSA}
	M60-S0	15,00	20,70	50,80	2,02	3,86	0,15	0,17	0,85	0,17	0,88	0,12	1,23	0,14	1,05	0,14	1,01
	M60-S4	15,00	20,70	50,80	2,02	3,86	0,17	0,17	0,97	0,17	1,00	0,12	1,41	0,14	1,20	0,14	1,15
COLLINS e KUCHMA (1999)	B100H	30,00	92,50	98,00	1,01	2,75	0,07	0,27	0,26	0,12	0,57	0,16	0,42	0,15	0,45	0,19	0,37
	B100HE	30,00	92,50	98,00	1,01	2,75	0,08	0,27	0,29	0,12	0,64	0,16	0,47	0,15	0,51	0,19	0,41
	BH100	30,00	92,50	98,80	0,76	2,75	0,07	0,27	0,26	0,11	0,63	0,17	0,42	0,14	0,49	0,19	0,37
	BH50	30,00	45,00	98,80	0,81	5,66	0,10	0,27	0,36	0,13	0,75	0,17	0,59	0,11	0,86	0,20	0,49
	BH25	30,00	22,50	98,80	0,89	11,32	0,13	0,27	0,47	0,16	0,81	0,17	0,76	0,09	1,36	0,20	0,62
	BRL100	30,00	92,50	94,00	0,50	2,75	0,06	0,26	0,23	0,10	0,62	0,16	0,36	0,12	0,49	0,19	0,32
	SE50A-45	16,90	45,90	52,50	1,03	5,01	0,09	0,18	0,50	0,11	0,79	0,12	0,74	0,10	0,86	0,14	0,62
	SE50A-45-R	16,90	45,90	52,50	1,03	5,01	0,10	0,18	0,59	0,11	0,92	0,12	0,86	0,10	1,01	0,14	0,72
	SE100A-83	29,50	92,00	86,00	1,03	2,50	0,07	0,25	0,28	0,12	0,58	0,15	0,44	0,15	0,44	0,18	0,38
SIMPLÍCIO (1999) apud GARCIA	V1-S1	15,00	27,00	72,58	2,33	3,80	0,17	0,22	0,79	0,19	0,93	0,14	1,22	0,17	1,04	0,17	1,00
	V2-S1	15,00	27,00	69,07	2,33	3,80	0,16	0,21	0,75	0,18	0,88	0,14	1,16	0,16	0,98	0,17	0,95
CLADERA (2002)	H60/1	20,00	35,90	60,80	2,24	3,01	0,15	0,19	0,77	0,16	0,93	0,13	1,16	0,17	0,90	0,16	0,96
	H75/1	20,00	35,90	68,90	2,24	2,24	0,14	0,21	0,66	0,17	0,83	0,14	1,01	0,21	0,65	0,17	0,84
	H100/1	20,00	35,90	87,00	2,24	3,01	0,16	0,25	0,66	0,18	0,90	0,16	1,06	0,19	0,87	0,19	0,88
GARCIA (2002)	1R	15,00	40,30	70,20	2,60	3,00	0,17	0,21	0,81	0,17	1,00	0,14	1,24	0,18	0,94	0,17	1,04
COLLINS e	B100D	30,00	92,50	36,00	1,19	2,92	0,12	0,14	0,84	0,09	1,25	0,10	1,15	0,11	1,01	0,11	1,01

TABELA I.1 – Vigas sem Estribos – Características do Banco de Dados, Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais						NBR 6118			EUROCODE 2		ACI 318 Simplificada		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ (%)	a/d	τ_{EXP} (KN/cm ²)	τ_{NBR} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{ZSUTTY} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ZSUTTY}	τ_{CSA} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{CSA}
KUCHMA (1999)	BND100	30,00	92,50	37,20	1,05	2,92	0,09	0,14	0,66	0,09	1,04	0,10	0,91	0,11	0,84	0,12	0,80
	BHD100	30,00	92,50	98,80	1,05	2,92	0,10	0,27	0,37	0,12	0,81	0,17	0,60	0,15	0,65	0,19	0,53
	BHD100R	30,00	92,50	98,80	1,05	2,92	0,12	0,27	0,45	0,12	0,97	0,17	0,73	0,15	0,78	0,19	0,63
	SE100B-45	29,50	92,00	50,00	1,36	2,50	0,10	0,17	0,61	0,11	0,96	0,12	0,88	0,14	0,74	0,14	0,77
	SE100B-45-R	29,50	92,00	50,00	1,36	2,50	0,12	0,17	0,68	0,11	1,08	0,12	0,99	0,14	0,83	0,14	0,86
	SE100B-83	29,50	92,00	86,00	1,36	2,50	0,13	0,25	0,55	0,13	1,04	0,15	0,87	0,17	0,80	0,18	0,76
	SE100B-83-R	29,50	92,00	86,00	1,36	2,50	0,13	0,25	0,55	0,13	1,04	0,15	0,87	0,17	0,79	0,18	0,76
GHANNOUM (1998)	N960	40,00	96,00	35,00	1,20	2,50	0,10	0,13	0,71	0,09	1,05	0,10	0,97	0,12	0,80	0,11	0,85
	N960	40,00	96,00	35,00	2,00	2,50	0,10	0,13	0,75	0,11	0,93	0,10	1,02	0,14	0,71	0,11	0,89
	H960	40,00	96,00	60,00	1,20	2,50	0,08	0,19	0,43	0,11	0,76	0,13	0,64	0,14	0,57	0,15	0,56
	H960	40,00	96,00	60,00	2,00	2,50	0,09	0,19	0,45	0,13	0,68	0,13	0,68	0,17	0,52	0,15	0,60
YOSHIDA (2000)	YB2000/0	30,00	189,00	33,60	1,20	2,86	0,04	0,13	0,34	0,08	0,55	0,10	0,47	0,11	0,40	0,10	0,44
SHERWOOD <i>et al.</i> (2007)	L-10N1	30,00	140,00	38,40	0,83	2,89	0,06	0,14	0,44	0,08	0,80	0,10	0,61	0,10	0,61	0,11	0,55
	L-10N2	30,00	140,00	40,30	0,83	2,89	0,06	0,15	0,39	0,08	0,72	0,11	0,54	0,11	0,54	0,12	0,49
	L-10H	30,00	140,00	73,60	0,83	2,89	0,06	0,22	0,26	0,10	0,58	0,14	0,40	0,13	0,44	0,16	0,36
	L-20N1	30,00	140,00	31,40	0,83	2,89	0,06	0,13	0,50	0,07	0,86	0,09	0,68	0,10	0,65	0,10	0,61
	L-20N2	30,00	140,00	33,20	0,83	2,89	0,06	0,13	0,49	0,07	0,85	0,10	0,66	0,10	0,64	0,11	0,60
	L-40N1	30,00	140,00	28,10	0,83	2,89	0,06	0,12	0,49	0,07	0,81	0,09	0,65	0,09	0,61	0,10	0,59

TABELA I.1 – Vigas sem Estribos – Características do Banco de Dados, Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

<i>Autor</i>	Dados Experimentais						NBR 6118			EUROCODE 2		ACI 318 Simplificada		Zsutty		CSA Simplificada	
	<i>Viga</i>	b_w (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	ρ (%)	a/d	τ_{EXP} (KN/cm ²)	τ_{NBR} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{ZSUTTY} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{ZSUTTY}	τ_{CSA} (KN/cm ²)	τ_{EXP}/τ_{CSA}
	L-40N2	30,00	140,00	28,50	0,83	2,89	0,07	0,12	0,58	0,07	0,96	0,09	0,77	0,09	0,73	0,10	0,70
	L-50N1	30,00	140,00	41,00	0,83	2,89	0,06	0,15	0,43	0,08	0,81	0,11	0,61	0,11	0,61	0,12	0,55
	L-50N2	30,00	140,00	40,10	0,83	2,89	0,07	0,15	0,48	0,08	0,89	0,11	0,67	0,11	0,67	0,12	0,61
	L-50N2R	30,00	140,00	40,10	0,83	2,89	0,08	0,15	0,52	0,08	0,96	0,11	0,73	0,11	0,73	0,12	0,66
Média		19,30	41,57	49,86	2,03	3,56	0,14	0,17	0,87	0,15	0,94	0,11	1,24	0,14	1,01	0,14	1,03
COV (%)		45,54	83,02	43,62	55,88	48,57	42,62	29,43	35,62	33,39	18,28	22,22	34,99	27,96	26,75	22,50	33,64

TABELA I.2 – Banco de Dados das Vigas com Estribos

<i>Autor</i>	<i>Viga</i>	<i>bw</i> (<i>cm</i>)	<i>d</i> (<i>cm</i>)	ρ %	<i>f_c</i> (<i>MPa</i>)	<i>a/d</i>	$\rho_w f_y$ (<i>KN/cm²</i>)	τ_{EXP} (<i>KN/cm²</i>)
HADDADIN (1971)	A2	17,78	38,10	3,79	29,20	2,50	0,07	0,29
	A3	17,78	38,10	3,79	30,06	2,50	0,14	0,43
	B3	17,78	38,10	3,79	27,68	3,38	0,14	0,40
	C2	17,78	38,10	3,79	27,79	4,25	0,07	0,26
	C3	17,78	38,10	3,79	24,13	4,25	0,14	0,38
	D3	17,78	38,10	3,79	29,27	6,00	0,14	0,36
	E2	17,78	38,10	3,79	15,17	2,50	0,07	0,25
	E3	17,78	38,10	3,79	13,65	2,50	0,14	0,28
	F3	17,78	38,10	3,79	44,92	2,50	0,14	0,49
	G3	17,78	38,10	3,79	26,20	2,50	0,19	0,49
	H1	17,78	38,10	1,89	29,23	2,50	0,14	0,42
	H2	17,78	38,10	5,68	28,20	2,50	0,14	0,47
PLACAS e REGAN (1971)	R8	15,24	25,40	1,46	26,68	3,36	0,06	0,21
	R9	15,24	25,40	1,46	29,58	3,36	0,12	0,27
	R10	15,24	25,40	0,98	29,61	3,36	0,06	0,19
	R11	15,24	25,40	1,95	26,20	3,36	0,06	0,23
	R12	15,24	25,40	4,16	33,92	3,60	0,06	0,28
	R13	15,24	25,40	4,16	32,27	3,60	0,12	0,39
	R14	15,24	25,40	1,46	29,03	3,36	0,04	0,23
	R15	15,24	25,40	4,16	29,86	3,60	0,12	0,36
	R16	15,24	25,40	4,16	31,58	3,60	0,12	0,36
	R17	15,24	25,40	1,46	12,76	3,36	0,06	0,18
	R20	15,24	25,40	1,46	42,96	3,36	0,06	0,23
	R21	15,24	25,40	4,16	48,13	3,60	0,12	0,39
	R22	15,24	25,40	1,46	29,51	4,50	0,06	0,21
	R24	15,24	25,40	4,16	30,89	5,05	0,06	0,24
	R25	15,24	25,40	4,16	30,82	3,60	0,06	0,27
	R27	15,24	25,40	4,16	13,65	3,60	0,12	0,24
	R28	15,24	25,40	4,16	31,58	3,60	0,22	0,46
	T1	15,24	25,40	1,25	27,92	3,36	0,06	0,28
	T3	15,24	25,40	1,46	27,51	3,36	0,06	0,27
	T4	15,24	25,40	1,95	32,48	3,36	0,06	0,28
	T5	15,24	25,40	1,46	33,72	3,36	0,12	0,36
	T6	15,24	25,40	4,16	25,79	3,60	0,22	0,53
	T7	15,24	25,40	3,00	27,37	3,46	0,06	0,28
	T8	15,24	25,40	4,16	31,23	3,60	0,06	0,32
	T9	15,24	25,40	4,16	20,20	3,60	0,12	0,40
	T10	15,24	25,40	1,46	28,20	3,36	0,04	0,22
	T13	15,24	25,40	1,46	12,76	3,36	0,06	0,23
	T15	15,24	25,40	4,16	33,16	7,20	0,06	0,27
	T16	15,24	25,40	4,16	32,68	7,20	0,04	0,24
	T17	15,24	25,40	4,16	33,03	7,20	0,12	0,35
	T19	15,24	25,40	4,16	29,92	5,40	0,06	0,29
T20	15,24	25,40	4,16	32,10	5,40	0,12	0,40	
T25	15,24	25,40	1,46	54,06	3,36	0,06	0,30	
T26	15,24	25,40	4,16	56,95	3,60	0,12	0,46	
T27	15,24	25,40	4,16	12,00	3,60	0,12	0,34	
T31	15,24	25,40	1,46	30,99	3,36	0,06	0,24	

TABELA I.2 – Banco de Dados das Vigas com Estribos

<i>Autor</i>	<i>Viga</i>	<i>bw</i> (<i>cm</i>)	<i>d</i> (<i>cm</i>)	ρ %	<i>f_c</i> (<i>MPa</i>)	<i>a/d</i>	$\rho_w f_y$ (<i>KN/cm²</i>)	τ_{EXP} (<i>KN/cm²</i>)
PLACAS e REGAN (1971) continuação	T32	15,24	25,40	4,16	27,58	3,60	0,22	0,56
	T34	15,24	25,40	4,16	33,92	5,40	0,06	0,29
	T35	15,24	25,40	4,16	33,65	5,40	0,06	0,30
	T36	15,24	25,40	4,16	24,13	3,60	0,12	0,46
	T37	15,24	25,40	4,16	31,82	3,60	0,22	0,54
	T38	15,24	25,40	4,16	30,20	3,60	0,22	0,62
MPHONDE e FRANTZ (1985) <i>apud</i> CASTRO	B50-3-3	15,20	29,80	3,36	22,00	3,60	0,03	0,17
	B50-7-3	15,20	29,80	3,36	39,80	3,60	0,03	0,21
	B50-11-3	15,20	29,80	3,36	59,70	3,60	0,03	0,22
	B50-15-3	15,20	29,80	3,36	82,90	3,60	0,03	0,25
ELZANATY <i>et al.</i> (1986)	G5	17,78	25,40	2,50	39,99	4,00	0,06	0,23
	G6	17,78	25,40	2,50	20,69	4,00	0,06	0,16
JONHSON e RAMIREZ (1989)	1	30,50	53,87	2,41	36,40	3,10	0,07	0,21
	2	30,50	53,87	2,41	36,40	3,10	0,03	0,14
	3	30,48	53,87	2,41	72,33	3,10	0,03	0,16
	4	30,48	53,87	2,41	72,33	3,10	0,03	0,19
	5	30,48	53,87	2,41	55,85	3,10	0,07	0,23
	7	30,48	53,87	2,41	51,30	3,10	0,03	0,17
	8	30,48	53,87	2,41	51,30	3,10	0,03	0,16
BELARBI e HSU (1990)	T1	15,20	55,88	1,68	32,40	3,68	0,15	0,30
	T2	15,20	55,88	1,68	36,20	3,68	0,14	0,33
ROLLER e RUSSEL (1990)	1	35,53	55,88	1,59	120,14	2,50	0,03	0,15
	6	45,72	76,20	1,65	72,41	3,00	0,04	0,19
	7	45,72	76,20	1,82	72,41	3,00	0,07	0,23
	8	45,72	76,20	1,82	125,31	3,00	0,04	0,14
	9	45,72	76,20	2,27	125,31	3,00	0,07	0,22
	10	45,72	76,20	2,75	125,31	3,00	0,10	0,34
SARSAN e AL-MUSAWI (1992)	AL2-N	18,00	23,50	2,23	40,40	4,00	0,08	0,27
	AS2-N	18,00	23,50	2,23	39,00	2,50	0,08	0,45
	AS3-N	18,00	23,50	2,23	40,20	2,50	0,11	0,47
	AL2-H	18,00	23,50	2,23	75,30	4,00	0,08	0,29
	AS2-H	18,00	23,20	2,26	75,50	2,50	0,08	0,48
	AS3-H	18,00	23,50	2,23	71,80	2,50	0,11	0,47
	BL2-H	18,00	23,30	2,82	75,70	4,00	0,08	0,33
	BS2-H	18,00	23,30	2,82	73,90	2,50	0,08	0,53
	BS3-H	18,00	23,30	2,82	73,40	2,50	0,11	0,54
	BS4-H	18,00	23,30	2,82	80,10	2,50	0,15	0,49
	CL2-H	18,00	23,30	3,51	70,10	4,00	0,08	0,35
	CS2-H	18,00	23,30	3,51	70,20	2,50	0,08	0,59
	CS3-H	18,00	23,30	3,51	74,20	2,50	0,11	0,59
CS4-H	18,00	23,30	3,51	75,70	2,50	0,15	0,53	
TOMPOS e FROSH (2002)	18-2	22,86	42,50	1,04	35,85	3,00	0,15	0,18
	18-2C	22,86	42,50	1,04	35,85	3,00	0,15	0,16
	36-2	45,72	85,00	0,99	42,75	3,00	0,08	0,13
	36-3	45,72	85,00	0,99	42,75	3,00	0,08	0,13
	V1	45,72	85,00	0,99	36,54	3,00	0,08	0,10
	V2	45,72	85,00	0,99	36,54	3,00	0,08	0,13
FERNANDES (1994)	1	5,00	28,00	4,39	63,75	3,57	0,21	0,69

TABELA I.2 – Banco de Dados das Vigas com Estribos

<i>Autor</i>	<i>Viga</i>	<i>bw</i> (<i>cm</i>)	<i>d</i> (<i>cm</i>)	ρ %	<i>f_c</i> (<i>MPa</i>)	<i>a/d</i>	$\rho_w f_y$ (<i>KN/cm²</i>)	τ_{EXP} (<i>KN/cm²</i>)
	3	5,00	28,00	6,62	58,05	3,57	0,21	0,89
	4	5,00	28,00	6,62	63,37	3,57	0,32	0,90
	6	5,00	28,00	6,62	67,83	5,36	0,21	0,60
XIE <i>et al.</i> (1994)	NNW-3	12,70	20,32	3,20	40,79	3,00	0,16	0,34
	NHW-3	12,70	19,81	4,53	98,25	3,00	0,16	0,41
	NHW-3a	12,70	19,81	4,53	90,00	3,00	0,21	0,43
	NHW-3b	12,70	19,81	4,53	103,23	3,00	0,25	0,49
	NHW-4	12,70	19,81	4,53	98,84	4,00	0,16	0,37
AHMAD <i>et al.</i> (1994) <i>apud</i> CLADERA	LHW-3a	12,70	19,80	4,54	88,10	3,00	0,27	0,43
	LHW-3b	12,70	19,80	4,54	86,90	3,00	0,33	0,48
	LHW-4	12,70	19,80	4,54	82,90	3,00	0,21	0,38
FURLAN JR (1995)	V1	4,00	27,00		48,50		0,18	0,39
ADEBAR e COLLINS (1996)	ST4	29,00	27,80	1,95	49,30	2,88	0,05	0,20
	ST5	29,00	27,80	1,95	49,30	2,88	0,08	0,21
	ST6	29,00	27,80	1,95	49,30	2,88	0,13	0,29
	ST18	29,00	27,80	1,95	49,80	2,88	0,09	0,31
	ST7	29,00	27,80	1,95	49,30	2,88	0,17	0,34
	ST19	29,00	27,80	1,95	49,80	2,88	0,09	0,25
GOMIERO (1994)	I60-3	5,00	28,00	6,69	77,24	3,57	0,23	0,61
	I60-4	5,00	28,00	6,69	76,00	3,57	0,29	0,68
YOON <i>et al.</i> (1996)	N1-N	37,50	65,50	2,80	36,00	3,00	0,04	0,19
	N2-S	37,50	65,50	2,80	36,00	3,00	0,03	0,15
	N2-N	37,50	65,50	2,80	36,00	3,00	0,05	0,20
	M2-S	37,50	65,50	2,80	67,00	3,28	0,05	0,22
	M2-N	37,50	65,50	2,80	67,00	3,28	0,07	0,28
	H1-N	37,50	65,50	2,80	87,00	3,28	0,04	0,20
	H2-S	37,50	65,50	2,80	87,00	3,28	0,06	0,24
	H2-N	37,50	65,50	2,80	87,00	3,28	0,10	0,29
	M1-N	37,50	65,50	2,80	67,00	3,28	0,04	0,16
KONG e HANGAN (1998)	S1-1	25,00	29,20	2,80	60,42	2,50	0,09	0,31
	S1-2	25,00	29,20	2,80	60,42	2,50	0,09	0,29
	S1-3	25,00	29,20	2,80	60,42	2,50	0,09	0,28
	S1-4	25,00	29,20	2,80	60,42	2,50	0,09	0,38
	S1-5	25,00	29,20	2,80	60,42	2,50	0,09	0,35
	S1-6	25,00	29,20	2,80	60,42	2,50	0,09	0,31
	S2-1	25,00	29,20	2,80	68,88	2,50	0,06	0,36
	S2-2	25,00	29,20	2,80	68,88	2,50	0,07	0,32
	S2-3	25,00	29,20	2,80	68,88	2,50	0,09	0,35
	S2-4	25,00	29,20	2,80	68,88	2,50	0,09	0,30
	S2-5	25,00	29,20	2,80	68,88	2,50	0,12	0,39
	S3-1	25,00	29,70	1,66	64,03	2,49	0,06	0,28
	S3-2	25,00	29,70	1,66	64,03	2,49	0,06	0,24
	S3-3	25,00	29,30	2,79	64,03	2,49	0,06	0,31
	S3-4	25,00	29,30	2,79	64,03	2,49	0,06	0,24
	S4-4	25,00	29,20	2,80	82,94	2,50	0,09	0,35
	S4-6	25,00	19,80	2,79	82,94	2,53	0,09	0,41
	S5-1	25,00	29,20	2,80	84,93	3,01	0,09	0,33
	S5-2	25,00	29,20	2,80	84,93	2,74	0,09	0,36

TABELA I.2 – Banco de Dados das Vigas com Estribos

<i>Autor</i>	<i>Viga</i>	<i>bw</i> (<i>cm</i>)	<i>d</i> (<i>cm</i>)	ρ %	<i>f_c</i> (<i>MPa</i>)	<i>a/d</i>	$\rho_w f_y$ (<i>KN/cm²</i>)	τ_{EXP} (<i>KN/cm²</i>)
KONG e HANGAN (1998) continuação	S5-3	25,00	29,20	2,80	84,93	2,50	0,09	0,33
	S6-3	25,00	29,30	2,79	65,46	2,73	0,06	0,24
	S6-4	25,00	29,30	2,79	65,46	2,73	0,06	0,29
	S6-5	25,00	29,90	3,69	65,46	2,64	0,06	0,40
	S6-6	25,00	29,90	3,69	65,46	2,64	0,06	0,38
	S7-1	25,00	29,40	4,47	71,06	3,30	0,06	0,30
	S7-2	25,00	29,40	4,47	71,06	3,30	0,07	0,28
	S7-3	25,00	29,40	4,47	71,06	3,30	0,09	0,34
	S7-4	25,00	29,40	4,47	71,06	3,30	0,11	0,37
	S7-5	25,00	29,40	4,47	71,06	3,30	0,13	0,41
	S7-6	25,00	29,40	4,47	71,06	3,30	0,15	0,42
	S8-1	25,00	29,20	2,80	70,87	2,50	0,06	0,37
	S8-2	25,00	29,20	2,80	70,87	2,50	0,07	0,34
	S8-3	25,00	29,20	2,80	70,87	2,50	0,09	0,42
	S8-4	25,00	29,20	2,80	70,87	2,50	0,09	0,36
	S8-5	25,00	29,20	2,80	70,87	2,50	0,11	0,40
S8-6	25,00	29,20	2,80	70,87	2,50	0,13	0,39	
ANGELAKOS (1999)	DB165M	30,00	92,50	1,01	65,00	2,92	0,04	0,16
	DB180M	30,00	92,50	1,01	80,00	2,92	0,04	0,14
COLLINS e KUCHUMA (1999)	BM100	30,00	92,50	0,76	47,00	3,00	0,04	0,12
	SE50A-M-69	16,90	45,90	3,61	74,00	2,72	0,07	0,18
	SE100A-M-69	29,50	92,00	1,03	71,00	2,50	0,08	0,19
	BM100D	30,00	92,50	1,05	47,00	2,92	0,02	0,17
	SE100B-M-69	29,50	92,00	1,36	75,00	2,50	0,04	0,21
OZCEBE <i>et al.</i> (1999)	ACI56	15,00	31,00	3,46	58,00	5,00	0,04	0,20
	TH56	15,00	31,00	3,46	63,00	5,00	0,04	0,22
	TS56	15,00	31,00	3,46	61,00	5,00	0,06	0,28
	ACI59	15,00	31,00	4,43	82,00	5,00	0,04	0,21
	TH59	15,00	31,00	4,43	75,00	5,00	0,05	0,26
	TS59	15,00	31,00	4,43	82,00	5,00	0,07	0,27
	ACI36	15,00	31,00	2,59	75,00	3,00	0,04	0,23
	TH36	15,00	31,00	2,59	75,00	3,00	0,04	0,30
	TS36	15,00	31,00	2,59	75,00	3,00	0,06	0,34
	ACI39	15,00	31,00	3,08	73,00	3,00	0,04	0,24
	TH39	15,00	31,00	3,08	73,00	3,00	0,04	0,31
	TS39	15,00	31,00	3,08	73,00	3,00	0,07	0,39
ACI26	15,00	32,50	1,93	70,00	3,00	0,04	0,71	
VIDAL FILHO (1999)	V1B	8,00	32,50	3,09	45,41	3,75	0,11	0,25
	V3A	8,00	32,50	3,05	50,83	3,69	0,15	0,35
	V3B	8,00	32,50	3,05	50,83	3,69	0,15	0,30
LEE e WATANABE (2000)	16	20,00	36,00		32,80		0,16	0,37
	18	20,00	36,00		32,60		0,17	0,35
	20	20,00	36,00		33,30		0,16	0,39
	21	20,00	36,00		33,60		0,18	0,38
	32	20,00	36,00		35,30		0,18	0,39
	41	20,00	36,00	Não Informa	22,90	Não Informa	0,13	0,35
	42	20,00	36,00		22,90		0,27	0,45
	46	20,00	36,00		37,00		0,13	0,36

TABELA I.2 – Banco de Dados das Vigas com Estribos

<i>Autor</i>	<i>Viga</i>	<i>bw</i> (<i>cm</i>)	<i>d</i> (<i>cm</i>)	ρ %	<i>f_c</i> (<i>MPa</i>)	<i>a/d</i>	$\rho_w f_y$ (<i>KN/cm²</i>)	τ_{EXP} (<i>KN/cm²</i>)
LEE e WATANABE (2000) continuação	52	20,00	36,00		36,90		0,36	0,52
	72	18,00	36,00		31,70		0,07	0,32
	73	18,00	36,00		31,70		0,07	0,29
	77	18,00	36,00		31,70		0,14	0,38
	78	18,00	36,00		31,70		0,19	0,42
	79	18,00	36,00		31,70		0,29	0,50
	80	18,00	36,00		31,70		0,20	0,42
	81	18,00	36,00		27,50		0,06	0,27
	84	18,00	36,00		27,50		0,09	0,32
	86	18,00	36,00		27,50		0,11	0,34
	91	18,00	36,00		27,50		0,06	0,23
	92	18,00	36,00		27,50		0,09	0,29
	49	20,00	37,00		65,90		0,27	0,60
	50	20,00	37,00		65,90		0,43	0,79
	51	20,00	37,00		65,90		0,64	0,88
	55	25,00	42,00		92,10		0,17	0,72
	57	25,00	42,00		92,10		0,19	0,88
	59	15,00	27,00		55,70		0,12	0,39
	60	15,00	27,00		55,70		0,78	1,02
	61	15,00	27,00		64,00		0,12	0,40
	62	15,00	27,00		64,00		0,10	0,46
	63	15,00	27,00		64,00		0,78	1,10
	67	15,00	27,00		73,50		0,23	0,72
	68	15,00	27,00		73,50		0,72	1,08
69	15,00	27,00		111,80		0,36	0,87	
70	15,00	27,00		111,80		0,08	1,39	
71	15,00	27,00		111,80		0,67	1,28	
YOSHIDA (2000)	YB2000/6	30,00	189,00	1,20	35,90	2,86	0,03	0,10
	YB2000/9	30,00	189,00	2,00	36,15	2,86	0,04	0,08
ANGELAKOS (2001)	DB120M	30,00	92,50	1,01	21,00	2,75	0,04	0,10
	DB140M	30,00	92,50	1,01	38,00	2,75	0,04	0,10
	DB0530M	30,00	92,50	0,50	32,00	2,75	0,04	0,09
CLADERA (2002)	H50/2	20,00	35,30	2,28	49,90	3,06	0,06	0,25
	H50/3	20,00	35,10	2,29	49,90	3,08	0,13	0,34
	H50/4	20,00	35,10	2,99	49,90	3,08	0,13	0,35
	H60/2	20,00	35,30	2,28	60,80	3,06	0,07	0,25
	H60/3	20,00	35,10	2,29	60,80	3,08	0,13	0,37
	H60/4	20,00	35,10	2,99	60,80	3,08	0,13	0,44
	H75/2	20,00	35,30	2,28	68,90	3,06	0,07	0,29
	H75/3	20,00	35,10	2,29	68,90	3,08	0,13	0,38
	H75/4	20,00	35,10	2,99	68,90	3,08	0,13	0,36
	H100/2	20,00	35,30	2,28	87,00	3,06	0,09	0,32
	H100/3	20,00	35,10	2,29	87,00	3,08	0,13	0,36
	H100/4	20,00	35,10	2,99	87,00	3,08	0,13	0,38
ETXEBERRIA (2004)	HN-V2	20,00	30,30	2,99	41,90	3,30	0,12	0,35
	HN-V3	20,00	30,30	2,99	41,90	3,30	0,09	0,29
	HN-V4	20,00	30,30	2,99	41,90	3,30	0,06	0,31
	7	15,00	40,60	2,60	67,10	3,00	0,05	0,18

TABELA I.2 – Banco de Dados das Vigas com Estribos

<i>Autor</i>	<i>Viga</i>	<i>bw</i> (<i>cm</i>)	<i>d</i> (<i>cm</i>)	ρ %	<i>f_c</i> (<i>MPa</i>)	<i>a/d</i>	$\rho_w f_y$ (<i>KN/cm²</i>)	τ_{EXP} (<i>KN/cm²</i>)
GARCIA (2002) continuação	6	15,00	40,60	2,60	67,10	3,00	0,06	0,30
	5	15,00	40,60	2,60	71,30	3,00	0,08	0,33
	4	15,00	40,60	2,60	71,30	3,00	0,12	0,39
	3	15,00	40,30	2,60	71,30	3,00	0,09	0,47
	14	15,00	42,40	0,97	42,60	3,14	0,04	0,10
	13	15,00	41,30	1,95	37,30	3,14	0,04	0,13
	12	15,00	41,30	1,95	37,30	3,14	0,04	0,13
	11	15,00	41,30	1,95	37,50	3,14	0,05	0,13
	9	15,00	41,30	1,95	32,00	3,14	0,07	0,19
GONZÁLEZ (2002) <i>apud</i> CLADERA	V13HC	19,90	30,70	2,90	37,70	3,25	0,11	0,31
	V17HC	19,90	30,60	2,92	39,10	3,27	0,08	0,25
	V24HC	19,50	30,60	2,99	39,20	3,27	0,06	0,21
	V13HCS	20,00	30,80	2,90	42,80	3,25	0,11	0,36
	V17HCS	20,00	31,20	2,86	45,20	3,21	0,08	0,32
	V24HCS	20,00	30,20	2,95	43,70	3,30	0,06	0,25
	V13HR	20,00	30,70	2,90	40,50	3,26	0,11	0,38
	V17HR	20,00	30,60	2,91	41,50	3,27	0,08	0,29
	V24HR	20,10	30,60	2,90	39,20	3,27	0,06	0,27
	V13HRS	19,90	30,50	2,93	41,40	3,28	0,11	0,33
	V17HRS	19,90	30,50	2,93	44,50	3,28	0,08	0,32
	V24HRS	19,90	30,70	2,91	43,20	3,25	0,06	0,24
SIMPLÍCIO <i>apud</i> CLADERA (2002)	V4-S1	15,00	27,00	2,33	65,84	3,80	0,08	0,18
	V5-S1	15,00	27,00	2,33	69,83	3,80	0,09	0,25
	V1-S2	15,00	35,40	2,96	69,35	3,30	0,11	0,29
	V2-S2	15,00	35,40	2,96	66,12	3,30	0,08	0,24
	V3-S2	15,00	35,40	2,96	69,35	3,30	0,15	0,40
TEOH <i>et al.</i> (2002)	A0-12	15,00	65,65	2,99	99,90	2,69	0,04	0,31
	A0-8	15,00	65,65	2,99	88,60	2,69	0,04	0,26
	B0-8	15,00	65,65	2,99	92,10	2,69	0,06	0,27
BAHL <i>apud</i> ZARARIS (2003)	B25	24,00	60,00	1,37	25,10	3,00	0,07	0,18
	B35	24,00	90,00	1,33	26,30	3,00	0,07	0,17
	B45	24,00	120,00	1,31	25,40	3,00	0,07	0,16
SHERWOOD <i>et al.</i> (2007)	L-10HS	30,00	140,00	1,33	71,20	2,89	0,02	0,17
Média			38,57	2,88	54,34	3,26	0,11	0,34
Desvio Padrão			22,77	1,15	23,39	0,78	0,11	0,19
Coeficiente de Variação (%)			59,04	39,92	43,04	23,99	94,00	54,05
Valor Mínimo			19,80	0,50	12,00	2,49	0,02	0,08
Valor Máximo			189,00	6,69	125,31	7,20	0,78	1,39
Total de Vigas Analisadas			273					

TABELA I.3 – Vigas com Estribos – Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais		NBR 6118						EUROCODE 2				ACI Simplificado		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	τ_{EXP} kN/cm ²	Modelo I		Modelo II $\theta = 45^\circ$		Modelo II $\theta = 30^\circ$		$\theta = 45^\circ$		$\theta = 21,8^\circ$		τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}
			τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}								
HADDADIN (1971)	A2	0,29	0,18	1,59	0,17	1,68	0,20	1,40	0,06	4,67	0,15	1,87	0,16	1,81	0,23	1,23	0,18	1,64
	A3	0,43	0,25	1,71	0,23	1,87	0,30	1,42	0,13	3,30	0,33	1,32	0,24	1,82	0,31	1,38	0,27	1,56
	B3	0,40	0,25	1,63	0,22	1,80	0,30	1,35	0,13	3,07	0,33	1,23	0,23	1,72	0,29	1,37	0,27	1,48
	C2	0,26	0,18	1,45	0,17	1,54	0,20	1,27	0,06	4,16	0,15	1,67	0,16	1,64	0,20	1,25	0,17	1,48
	C3	0,38	0,24	1,63	0,21	1,81	0,28	1,35	0,13	2,95	0,33	1,18	0,23	1,69	0,28	1,40	0,27	1,45
	D3	0,36	0,25	1,42	0,23	1,56	0,30	1,18	0,13	2,73	0,33	1,09	0,23	1,51	0,27	1,32	0,27	1,30
	E2	0,25	0,14	1,80	0,13	1,98	0,16	1,57	0,06	4,06	0,15	1,63	0,13	1,87	0,20	1,24	0,15	1,65
	E3	0,28	0,20	1,38	0,18	1,59	0,24	1,15	0,13	2,14	0,33	0,86	0,21	1,35	0,27	1,02	0,25	1,14
	F3	0,49	0,29	1,68	0,27	1,81	0,34	1,42	0,13	3,74	0,33	1,49	0,26	1,90	0,34	1,45	0,29	1,65
	G3	0,49	0,28	1,73	0,25	1,94	0,35	1,41	0,17	2,86	0,43	1,14	0,28	1,78	0,35	1,40	0,33	1,49
	H1	0,42	0,25	1,67	0,23	1,84	0,30	1,39	0,13	3,21	0,33	1,28	0,23	1,78	0,28	1,51	0,27	1,53
	H2	0,47	0,25	1,90	0,22	2,09	0,30	1,58	0,13	3,61	0,33	1,44	0,23	2,02	0,33	1,42	0,27	1,73
	R24	0,24	0,18	1,35	0,17	1,42	0,20	1,21	0,05	4,59	0,13	1,84	0,15	1,58	0,20	1,22	0,16	1,45
	R25	0,27	0,18	1,54	0,17	1,62	0,20	1,38	0,05	5,21	0,13	2,08	0,15	1,80	0,21	1,28	0,16	1,65
	R27	0,24	0,18	1,39	0,15	1,59	0,21	1,17	0,10	2,36	0,26	0,94	0,18	1,38	0,23	1,05	0,21	1,18
	R28	0,46	0,33	1,41	0,29	1,58	0,41	1,14	0,20	2,29	0,51	0,92	0,32	1,45	0,38	1,22	0,38	1,22
	T1	0,28	0,17	1,69	0,16	1,79	0,19	1,51	0,05	5,48	0,13	2,19	0,15	1,95	0,16	1,78	0,16	1,78
	T3	0,27	0,17	1,62	0,16	1,71	0,19	1,45	0,05	5,21	0,13	2,08	0,14	1,86	0,16	1,64	0,16	1,70
	T4	0,28	0,18	1,57	0,17	1,65	0,20	1,41	0,05	5,46	0,13	2,18	0,15	1,85	0,18	1,55	0,17	1,70
	T5	0,36	0,24	1,53	0,22	1,66	0,28	1,31	0,10	3,48	0,26	1,39	0,21	1,70	0,23	1,57	0,24	1,49
T6	0,53	0,31	1,69	0,28	1,91	0,39	1,36	0,20	2,61	0,51	1,05	0,31	1,71	0,37	1,43	0,37	1,42	
T7	0,28	0,17	1,70	0,16	1,80	0,19	1,52	0,05	5,46	0,13	2,18	0,14	1,95	0,19	1,47	0,16	1,78	
T8	0,32	0,18	1,82	0,17	1,92	0,20	1,63	0,05	6,21	0,13	2,48	0,15	2,13	0,21	1,52	0,16	1,96	

TABELA I.3 – Vigas com Estribos – Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais		NBR 6118						EUROCODE 2				ACI Simplificado		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	τ_{EXP} kN/cm ²	Modelo I		Modelo II $\theta = 45^\circ$		Modelo II $\theta = 30^\circ$		$\theta = 45^\circ$		$\theta = 21,8^\circ$		τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}
			τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}								
HADDADIN (1971)	T9	0,40	0,20	2,02	0,18	2,24	0,23	1,70	0,10	3,85	0,26	1,54	0,19	2,10	0,25	1,60	0,22	1,81
	T10	0,22	0,15	1,48	0,15	1,54	0,16	1,36	0,03	6,48	0,09	2,59	0,13	1,77	0,15	1,53	0,14	1,65
	T13	0,23	0,12	1,92	0,11	2,12	0,14	1,70	0,05	4,48	0,13	1,79	0,12	1,98	0,14	1,65	0,13	1,76
	T15	0,27	0,18	1,48	0,17	1,56	0,20	1,33	0,05	5,21	0,13	2,08	0,15	1,76	0,18	1,48	0,17	1,61
	T16	0,24	0,16	1,46	0,16	1,52	0,18	1,35	0,03	6,91	0,09	2,77	0,13	1,79	0,16	1,47	0,14	1,68
	T17	0,35	0,23	1,48	0,22	1,60	0,27	1,26	0,10	3,34	0,26	1,33	0,21	1,64	0,24	1,44	0,24	1,43
	T19	0,29	0,17	1,69	0,16	1,78	0,19	1,51	0,05	5,65	0,13	2,26	0,15	1,97	0,19	1,54	0,16	1,80
	T20	0,40	0,23	1,72	0,21	1,86	0,27	1,46	0,10	3,84	0,26	1,53	0,21	1,90	0,25	1,58	0,24	1,66
	T25	0,30	0,23	1,28	0,22	1,32	0,25	1,17	0,05	5,72	0,13	2,29	0,18	1,65	0,19	1,55	0,19	1,54
	T26	0,46	0,29	1,60	0,27	1,69	0,33	1,39	0,10	4,47	0,26	1,79	0,24	1,92	0,30	1,52	0,27	1,71
	T27	0,34	0,17	2,01	0,15	2,31	0,20	1,70	0,10	3,29	0,26	1,32	0,17	1,97	0,23	1,50	0,20	1,67
	T31	0,24	0,18	1,39	0,17	1,46	0,20	1,25	0,05	4,72	0,13	1,89	0,15	1,63	0,17	1,45	0,16	1,49
	T32	0,56	0,32	1,76	0,28	1,98	0,40	1,41	0,20	2,76	0,51	1,10	0,31	1,79	0,37	1,50	0,37	1,49
	T34	0,29	0,18	1,57	0,18	1,65	0,20	1,42	0,05	5,59	0,13	2,24	0,15	1,87	0,20	1,47	0,17	1,72
	T35	0,30	0,18	1,62	0,17	1,70	0,20	1,45	0,05	5,72	0,13	2,29	0,15	1,92	0,20	1,51	0,17	1,76
	T36	0,46	0,21	2,22	0,19	2,43	0,25	1,87	0,10	4,47	0,26	1,79	0,20	2,35	0,26	1,80	0,23	2,03
	T37	0,54	0,33	1,65	0,29	1,84	0,41	1,32	0,20	2,68	0,51	1,07	0,32	1,70	0,38	1,42	0,38	1,42
	T38	0,62	0,32	1,91	0,29	2,13	0,40	1,53	0,20	3,06	0,51	1,22	0,32	1,95	0,38	1,64	0,38	1,64
MPHONDE e FRANTZ (1985) <i>apud</i> CASTRO	B50-3-3	0,17	0,13	1,29	0,12	1,35	0,14	1,19	0,03	5,46	0,08	2,18	0,11	1,49	0,16	1,03	0,12	1,40
	B50-7-3	0,21	0,18	1,16	0,17	1,19	0,19	1,08	0,03	6,73	0,08	2,69	0,14	1,48	0,19	1,08	0,15	1,41
	B50-11-3	0,22	0,22	0,96	0,22	0,99	0,24	0,91	0,03	7,03	0,08	2,81	0,16	1,32	0,21	1,01	0,17	1,27
	B50-15-3	0,25	0,27	0,91	0,27	0,92	0,28	0,87	0,03	8,01	0,08	3,20	0,19	1,32	0,23	1,05	0,19	1,28
ELZANATY	G5	0,23	0,21	1,11	0,20	1,16	0,23	1,00	0,06	3,92	0,15	1,57	0,17	1,34	0,20	1,13	0,19	1,23

TABELA I.3 – Vigas com Estribos – Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais		NBR 6118						EUROCODE 2				ACI Simplificado		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	τ_{EXP} kN/cm ²	Modelo I		Modelo II $\theta = 45^\circ$		Modelo II $\theta = 30^\circ$		$\theta = 45^\circ$		$\theta = 21,8^\circ$		τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}
			τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}								
<i>et al.</i> (1986)	G6	0,16	0,15	1,02	0,14	1,10	0,17	0,90	0,06	2,69	0,15	1,08	0,14	1,12	0,17	0,90	0,16	1,00
JONHSON e RAMIREZ (1989)	1,00	0,21	0,20	1,03	0,19	1,08	0,23	0,91	0,06	3,31	0,16	1,32	0,17	1,21	0,21	0,97	0,19	1,10
	2,00	0,14	0,17	0,80	0,16	0,82	0,18	0,75	0,03	4,42	0,08	1,77	0,13	1,00	0,18	0,76	0,14	0,96
	3,00	0,16	0,25	0,64	0,24	0,65	0,26	0,61	0,03	5,22	0,08	2,09	0,18	0,91	0,21	0,75	0,18	0,88
	4,00	0,19	0,25	0,77	0,24	0,79	0,26	0,73	0,03	6,29	0,08	2,51	0,18	1,09	0,21	0,90	0,18	1,06
	5,00	0,23	0,25	0,95	0,24	0,99	0,27	0,86	0,06	3,75	0,16	1,50	0,19	1,20	0,23	1,00	0,21	1,11
	7,00	0,17	0,20	0,83	0,20	0,85	0,22	0,79	0,03	5,58	0,08	2,23	0,15	1,11	0,19	0,88	0,16	1,07
BERLABI e HSU (1990)	T1	0,30	0,26	1,15	0,24	1,26	0,32	0,96	0,13	2,25	0,34	0,90	0,24	1,24	0,26	1,14	0,28	1,06
	T2	0,33	0,26	1,27	0,24	1,37	0,31	1,06	0,12	2,67	0,31	1,07	0,24	1,39	0,26	1,29	0,27	1,21
ROLLER e RUSSEL (1990)	1,00	0,15	0,34	0,44	0,33	0,45	0,35	0,43	0,03	4,95	0,08	1,98	0,22	0,69	0,23	0,64	0,22	0,68
	6,00	0,19	0,25	0,76	0,25	0,77	0,27	0,72	0,03	5,83	0,08	2,33	0,18	1,07	0,20	0,97	0,18	1,03
	7,00	0,23	0,28	0,80	0,27	0,83	0,31	0,73	0,06	3,57	0,16	1,43	0,21	1,07	0,24	0,96	0,23	0,99
	8,00	0,14	0,35	0,40	0,34	0,41	0,36	0,38	0,03	4,23	0,08	1,69	0,22	0,62	0,23	0,59	0,23	0,61
	9,00	0,22	0,38	0,57	0,37	0,59	0,40	0,54	0,06	3,39	0,16	1,36	0,26	0,84	0,28	0,76	0,27	0,79
	10,00	0,34	0,41	0,82	0,39	0,86	0,44	0,76	0,09	3,59	0,23	1,44	0,29	1,16	0,33	1,01	0,32	1,07
SARSAN e AL-MUSAWI (1992)	AL2-N	0,27	0,22	1,25	0,21	1,32	0,24	1,11	0,07	3,96	0,17	1,59	0,18	1,49	0,21	1,30	0,20	1,35
	AS2-N	0,45	0,21	2,10	0,20	2,21	0,24	1,86	0,07	6,54	0,17	2,62	0,18	2,49	0,23	1,96	0,20	2,25
	AS3-N	0,47	0,25	1,88	0,23	2,01	0,29	1,61	0,10	4,59	0,26	1,83	0,22	2,14	0,27	1,75	0,25	1,89
	AL2-H	0,29	0,29	0,99	0,28	1,03	0,32	0,90	0,07	4,22	0,17	1,69	0,22	1,31	0,24	1,21	0,24	1,21
	AS2-H	0,48	0,29	1,64	0,28	1,70	0,32	1,49	0,07	7,01	0,17	2,80	0,22	2,18	0,27	1,80	0,24	2,01
	AS3-H	0,47	0,32	1,47	0,30	1,55	0,36	1,29	0,10	4,57	0,26	1,83	0,26	1,84	0,30	1,56	0,28	1,65
	BL2-H	0,33	0,29	1,12	0,28	1,16	0,32	1,02	0,07	4,80	0,17	1,92	0,22	1,49	0,25	1,31	0,24	1,38

TABELA I.3 – Vigas com Estribos – Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais		NBR 6118						EUROCODE 2				ACI Simplificado		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	τ_{EXP} kN/cm ²	Modelo I		Modelo II $\theta = 45^\circ$		Modelo II $\theta = 30^\circ$		$\theta = 45^\circ$		$\theta = 21,8^\circ$		τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}
			τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}								
SARSAN e Al-MUSAWI (1992)	BS2-H	0,53	0,29	1,83	0,28	1,91	0,32	1,67	0,07	7,76	0,17	3,10	0,22	2,43	0,28	1,90	0,24	2,25
	BS3-H	0,54	0,32	1,68	0,31	1,77	0,37	1,48	0,10	5,28	0,26	2,11	0,26	2,11	0,32	1,71	0,29	1,90
	BS4-H	0,49	0,37	1,33	0,35	1,41	0,43	1,15	0,14	3,59	0,34	1,44	0,30	1,63	0,36	1,36	0,34	1,45
	CL2-H	0,35	0,28	1,24	0,27	1,29	0,31	1,13	0,07	5,11	0,17	2,04	0,22	1,63	0,26	1,34	0,23	1,50
	CS2-H	0,59	0,28	2,08	0,27	2,16	0,31	1,89	0,07	8,58	0,17	3,43	0,22	2,73	0,29	2,01	0,23	2,52
	CS3-H	0,59	0,33	1,81	0,31	1,91	0,37	1,60	0,10	5,72	0,26	2,29	0,26	2,28	0,33	1,76	0,29	2,06
	CS4-H	0,53	0,36	1,45	0,34	1,54	0,42	1,25	0,14	3,83	0,34	1,53	0,30	1,77	0,37	1,41	0,34	1,56
TOMPOS e FROSH (1992)	18-2	0,18	0,27	0,65	0,25	0,71	0,32	0,55	0,13	1,32	0,34	0,53	0,25	0,71	0,26	0,69	0,29	0,61
	18-2C	0,16	0,27	0,58	0,25	0,63	0,32	0,48	0,13	1,17	0,34	0,47	0,25	0,63	0,26	0,61	0,29	0,55
	36-2	0,13	0,23	0,55	0,22	0,58	0,26	0,48	0,08	1,66	0,19	0,66	0,19	0,65	0,20	0,64	0,21	0,59
	36-3	0,13	0,23	0,57	0,22	0,61	0,26	0,50	0,08	1,74	0,19	0,70	0,19	0,68	0,20	0,67	0,21	0,62
	V1	0,10	0,21	0,47	0,20	0,50	0,24	0,41	0,08	1,34	0,19	0,54	0,18	0,55	0,19	0,53	0,21	0,49
	V2	0,13	0,21	0,59	0,20	0,63	0,24	0,52	0,08	1,67	0,19	0,67	0,18	0,69	0,19	0,66	0,21	0,61
FERNANDES (1994)	1,00	0,69	0,39	1,74	0,36	1,89	0,47	1,45	0,19	3,56	0,48	1,42	0,35	1,97	0,41	1,65	0,40	1,69
	3,00	0,89	0,38	2,32	0,35	2,52	0,46	1,92	0,19	4,59	0,48	1,84	0,34	2,60	0,44	2,03	0,40	2,22
	4,00	0,90	0,49	1,84	0,44	2,03	0,61	1,47	0,29	3,11	0,72	1,24	0,45	1,98	0,55	1,63	0,54	1,66
	6,00	0,60	0,40	1,49	0,37	1,61	0,48	1,24	0,19	3,11	0,48	1,24	0,35	1,71	0,42	1,43	0,41	1,47
XIE <i>et al.</i> (1994)	NNW-3	0,34	0,29	1,15	0,27	1,25	0,35	0,96	0,14	2,35	0,36	0,94	0,27	1,27	0,32	1,04	0,31	1,09
	NHW-3	0,41	0,41	0,99	0,39	1,05	0,47	0,87	0,14	2,86	0,36	1,14	0,32	1,26	0,41	1,00	0,36	1,12
	NHW-3a	0,43	0,44	0,98	0,41	1,05	0,51	0,84	0,18	2,33	0,46	0,93	0,36	1,18	0,45	0,96	0,42	1,03
	NHW-3b	0,49	0,50	0,98	0,46	1,06	0,59	0,83	0,22	2,20	0,55	0,88	0,42	1,17	0,50	0,98	0,48	1,01
	NHW-4	0,37	0,41	0,90	0,39	0,96	0,47	0,80	0,14	2,62	0,36	1,05	0,32	1,15	0,38	0,97	0,36	1,02
AHMAD <i>et al.</i>	LHW-3a	0,43	0,50	0,86	0,46	0,93	0,60	0,71	0,25	1,73	0,61	0,69	0,43	0,99	0,51	0,83	0,50	0,85

TABELA I.3 – Vigas com Estribos – Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais		NBR 6118						EUROCODE 2				ACI Simplificado		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	τ_{EXP} kN/cm ²	Modelo I		Modelo II $\theta = 45^\circ$		Modelo II $\theta = 30^\circ$		$\theta = 45^\circ$		$\theta = 21,8^\circ$		τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}
			τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}								
(1994) <i>apud</i> CLADERA	LHW-3b	0,48	0,54	0,89	0,49	0,97	0,66	0,73	0,30	1,63	0,74	0,65	0,48	1,00	0,57	0,85	0,57	0,84
	LHW-4	0,38	0,43	0,87	0,40	0,94	0,51	0,74	0,19	1,96	0,48	0,78	0,37	1,03	0,45	0,84	0,42	0,89
FURLAN JR (1995)	V1	0,39	0,33	1,18	0,30	1,28	0,40	0,98	0,16	2,40	0,41	0,96	0,30	1,31			0,34	1,13
ADEBAR e COLLINS (1996)	ST4	0,20	0,21	0,91	0,21	0,95	0,23	0,84	0,05	4,31	0,11	1,73	0,17	1,17	0,20	0,98	0,18	1,10
	ST5	0,21	0,24	0,86	0,23	0,90	0,27	0,76	0,07	2,81	0,19	1,13	0,20	1,05	0,23	0,90	0,22	0,95
	ST6	0,29	0,29	1,00	0,27	1,07	0,33	0,86	0,12	2,47	0,29	0,99	0,25	1,16	0,28	1,02	0,28	1,02
	ST18	0,31	0,25	1,20	0,24	1,27	0,29	1,06	0,08	3,69	0,21	1,47	0,21	1,46	0,24	1,26	0,23	1,31
	ST7	0,34	0,32	1,07	0,29	1,16	0,38	0,90	0,15	2,29	0,37	0,92	0,28	1,21	0,32	1,08	0,33	1,05
GOMIERO	I60-3	0,61	0,43	1,40	0,40	1,52	0,52	1,17	0,20	2,97	0,51	1,19	0,37	1,63	0,47	1,28	0,43	1,40
	I60-4	0,68	0,49	1,38	0,45	1,51	0,60	1,13	0,27	2,56	0,66	1,02	0,44	1,54	0,54	1,26	0,52	1,30
YOON <i>et al.</i> (1996)	N1-N	0,19	0,17	1,10	0,16	1,13	0,18	1,02	0,03	5,83	0,08	2,33	0,14	1,37	0,19	1,00	0,14	1,30
	N2-S	0,15	0,17	0,88	0,16	0,90	0,18	0,81	0,03	4,70	0,08	1,88	0,13	1,10	0,19	0,79	0,14	1,04
	N2-N	0,20	0,18	1,08	0,17	1,12	0,20	0,98	0,05	4,37	0,11	1,75	0,15	1,31	0,20	0,98	0,16	1,22
	M2-S	0,22	0,25	0,89	0,25	0,91	0,27	0,83	0,05	4,99	0,11	2,00	0,19	1,21	0,23	0,98	0,20	1,14
	M2-N	0,28	0,27	1,03	0,26	1,07	0,30	0,94	0,06	4,41	0,16	1,76	0,21	1,35	0,25	1,12	0,22	1,26
	H1-N	0,20	0,28	0,70	0,27	0,72	0,29	0,67	0,03	6,16	0,08	2,46	0,19	1,03	0,23	0,85	0,20	1,00
	H2-S	0,24	0,30	0,81	0,29	0,83	0,32	0,75	0,05	4,49	0,14	1,80	0,22	1,13	0,26	0,95	0,23	1,07
	H2-N	0,29	0,34	0,87	0,32	0,91	0,38	0,78	0,09	3,21	0,23	1,28	0,26	1,14	0,30	0,98	0,28	1,04
KONG	M1-N	0,16	0,24	0,69	0,23	0,70	0,25	0,65	0,03	5,17	0,08	2,07	0,17	0,96	0,22	0,76	0,18	0,93
	S1-1	0,31	0,27	1,14	0,26	1,19	0,31	1,02	0,08	3,89	0,20	1,56	0,22	1,43	0,28	1,12	0,24	1,30
	S1-2	0,29	0,27	1,04	0,26	1,09	0,31	0,93	0,08	3,55	0,20	1,42	0,22	1,30	0,28	1,02	0,24	1,19

TABELA I.3 – Vigas com Estribos – Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais		NBR 6118						EUROCODE 2				ACI Simplificado		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	τ_{EXP} kN/cm ²	Modelo I		Modelo II $\theta = 45^\circ$		Modelo II $\theta = 30^\circ$		$\theta = 45^\circ$		$\theta = 21,8^\circ$		τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}
			τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}								
KONG e HANGAN (1998)	S1-3	0,28	0,27	1,03	0,26	1,08	0,31	0,92	0,08	3,51	0,20	1,40	0,22	1,29	0,28	1,01	0,24	1,17
	S1-4	0,38	0,27	1,39	0,26	1,45	0,31	1,24	0,08	4,73	0,20	1,89	0,22	1,74	0,28	1,36	0,24	1,58
	S1-5	0,35	0,27	1,26	0,26	1,33	0,31	1,13	0,08	4,32	0,20	1,73	0,22	1,59	0,28	1,24	0,24	1,44
	S1-6	0,31	0,27	1,12	0,26	1,17	0,31	1,00	0,08	3,82	0,20	1,53	0,22	1,40	0,28	1,10	0,24	1,28
	S2-1	0,36	0,27	1,34	0,26	1,39	0,29	1,24	0,05	6,63	0,13	2,65	0,20	1,80	0,26	1,38	0,21	1,69
	S2-2	0,32	0,28	1,15	0,27	1,20	0,30	1,05	0,06	4,94	0,16	1,97	0,21	1,52	0,27	1,17	0,23	1,41
	S2-3	0,35	0,29	1,19	0,28	1,24	0,33	1,07	0,08	4,32	0,20	1,73	0,23	1,52	0,29	1,20	0,25	1,39
	S2-4	0,30	0,29	1,03	0,28	1,08	0,33	0,92	0,08	3,74	0,20	1,50	0,23	1,32	0,29	1,04	0,25	1,21
	S2-5	0,39	0,32	1,21	0,30	1,28	0,36	1,06	0,11	3,61	0,27	1,44	0,26	1,50	0,32	1,21	0,29	1,35
	S3-1	0,28	0,26	1,09	0,25	1,13	0,28	1,00	0,06	4,90	0,14	1,96	0,20	1,43	0,23	1,24	0,21	1,33
	S3-2	0,24	0,26	0,93	0,25	0,96	0,28	0,85	0,06	4,17	0,14	1,67	0,20	1,22	0,23	1,05	0,21	1,13
	S3-3	0,31	0,26	1,20	0,25	1,25	0,28	1,10	0,06	5,43	0,14	2,17	0,20	1,58	0,26	1,20	0,21	1,47
	S3-4	0,24	0,26	0,92	0,25	0,95	0,28	0,84	0,06	4,16	0,14	1,66	0,20	1,21	0,26	0,92	0,21	1,13
	S4-4	0,35	0,32	1,10	0,31	1,15	0,35	1,00	0,08	4,40	0,20	1,76	0,24	1,47	0,30	1,17	0,26	1,35
	S4-6	0,41	0,32	1,28	0,31	1,33	0,35	1,16	0,08	5,10	0,20	2,04	0,24	1,70	0,30	1,37	0,26	1,56
	S5-1	0,33	0,32	1,02	0,31	1,06	0,36	0,93	0,08	4,12	0,20	1,65	0,24	1,36	0,29	1,14	0,26	1,25
	S5-2	0,36	0,32	1,10	0,31	1,15	0,36	1,00	0,08	4,43	0,20	1,77	0,24	1,47	0,30	1,20	0,26	1,35
	S5-3	0,33	0,32	1,03	0,31	1,07	0,36	0,94	0,08	4,15	0,20	1,66	0,24	1,37	0,30	1,10	0,26	1,26
	S6-3	0,24	0,26	0,93	0,25	0,96	0,29	0,85	0,06	4,24	0,14	1,70	0,20	1,23	0,25	0,96	0,21	1,14
	S6-4	0,29	0,26	1,12	0,25	1,16	0,29	1,02	0,06	5,09	0,14	2,04	0,20	1,47	0,25	1,15	0,21	1,37
S6-5	0,40	0,26	1,52	0,25	1,57	0,29	1,39	0,06	6,92	0,14	2,77	0,20	2,00	0,27	1,45	0,21	1,86	
S6-6	0,38	0,26	1,47	0,25	1,52	0,29	1,34	0,06	6,69	0,14	2,67	0,20	1,93	0,27	1,40	0,21	1,80	
S7-1	0,30	0,27	1,09	0,26	1,13	0,29	1,01	0,05	5,50	0,13	2,20	0,20	1,48	0,27	1,08	0,21	1,39	

TABELA I.3 – Vigas com Estribos – Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais		NBR 6118						EUROCODE 2				ACI Simplificado		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	τ_{EXP} kN/cm ²	Modelo I		Modelo II $\theta = 45^\circ$		Modelo II $\theta = 30^\circ$		$\theta = 45^\circ$		$\theta = 21,8^\circ$		τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}
			τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}								
KONG e HANGAN (1998)	S7-2	0,28	0,28	1,00	0,27	1,03	0,31	0,91	0,06	4,33	0,16	1,73	0,21	1,32	0,29	0,98	0,23	1,22
	S7-3	0,34	0,30	1,13	0,28	1,18	0,33	1,02	0,08	4,17	0,20	1,67	0,23	1,46	0,30	1,10	0,25	1,33
	S7-4	0,37	0,32	1,18	0,30	1,24	0,36	1,04	0,10	3,71	0,25	1,48	0,25	1,48	0,33	1,14	0,28	1,33
	S7-5	0,41	0,33	1,25	0,31	1,32	0,38	1,09	0,11	3,61	0,29	1,44	0,27	1,55	0,34	1,21	0,30	1,38
	S7-6	0,42	0,35	1,21	0,33	1,28	0,41	1,04	0,13	3,15	0,34	1,26	0,29	1,46	0,36	1,16	0,33	1,29
	S8-1	0,37	0,27	1,38	0,26	1,43	0,29	1,28	0,05	6,93	0,13	2,77	0,20	1,86	0,26	1,43	0,21	1,75
	S8-2	0,34	0,28	1,23	0,27	1,27	0,31	1,12	0,06	5,33	0,16	2,13	0,21	1,62	0,27	1,26	0,23	1,50
	S8-3	0,42	0,30	1,43	0,28	1,50	0,33	1,29	0,08	5,28	0,20	2,11	0,23	1,85	0,29	1,46	0,25	1,69
	S8-4	0,36	0,30	1,23	0,28	1,28	0,33	1,10	0,08	4,53	0,20	1,81	0,23	1,59	0,29	1,25	0,25	1,45
	S8-5	0,40	0,32	1,25	0,30	1,32	0,36	1,11	0,10	3,95	0,25	1,58	0,25	1,57	0,31	1,27	0,28	1,42
S8-6	0,39	0,33	1,18	0,31	1,24	0,38	1,03	0,11	3,39	0,29	1,36	0,27	1,45	0,33	1,18	0,30	1,30	
ANGELAKOS (1999)	DB165M	0,16	0,24	0,68	0,23	0,70	0,25	0,64	0,04	4,52	0,09	1,81	0,17	0,93	0,17	0,95	0,18	0,89
	DB180M	0,14	0,27	0,53	0,26	0,54	0,28	0,50	0,04	3,95	0,09	1,58	0,19	0,75	0,18	0,78	0,20	0,72
COLLINS e KUCHUMA (1999)	BM100	0,12	0,20	0,62	0,19	0,63	0,21	0,57	0,04	3,42	0,09	1,37	0,15	0,80	0,15	0,84	0,16	0,76
	SE50A-M-69	0,18	0,28	0,64	0,27	0,66	0,31	0,59	0,06	3,05	0,15	1,22	0,21	0,86	0,28	0,64	0,22	0,80
	SE100A-M-69	0,19	0,29	0,66	0,28	0,69	0,32	0,60	0,07	2,63	0,18	1,05	0,22	0,86	0,22	0,85	0,24	0,79
OZCEBE <i>et al.</i> (1999)	ACI56	0,20	0,22	0,91	0,22	0,93	0,23	0,86	0,03	6,31	0,08	2,52	0,16	1,24	0,20	1,03	0,17	1,19
	TH56	0,22	0,24	0,94	0,23	0,96	0,25	0,88	0,04	5,81	0,10	2,32	0,17	1,27	0,21	1,07	0,18	1,21
	TS56	0,28	0,25	1,11	0,24	1,15	0,27	1,02	0,05	5,07	0,14	2,03	0,19	1,45	0,22	1,24	0,20	1,36
	ACI59	0,21	0,27	0,77	0,26	0,78	0,28	0,73	0,03	6,51	0,08	2,60	0,19	1,11	0,23	0,90	0,19	1,08
	TH59	0,26	0,27	0,96	0,26	0,99	0,28	0,90	0,04	5,98	0,11	2,39	0,19	1,34	0,24	1,08	0,20	1,27

TABELA I.3 – Vigas com Estribos – Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais		NBR 6118						EUROCODE 2				ACI Simplificado		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	τ_{EXP} kN/cm ²	Modelo I		Modelo II $\theta = 45^\circ$		Modelo II $\theta = 30^\circ$		$\theta = 45^\circ$		$\theta = 21,8^\circ$		τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}
			τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}								
OZCEBE <i>et al.</i> (1999)	TS59	0,27	0,30	0,89	0,29	0,92	0,33	0,82	0,06	4,21	0,16	1,68	0,22	1,21	0,27	1,01	0,24	1,13
	ACI36	0,23	0,26	0,88	0,25	0,90	0,27	0,84	0,03	7,10	0,08	2,84	0,18	1,26	0,22	1,01	0,19	1,22
	TH36	0,30	0,26	1,15	0,26	1,18	0,28	1,09	0,04	7,91	0,10	3,16	0,19	1,62	0,23	1,31	0,20	1,55
	TS36	0,34	0,28	1,20	0,27	1,24	0,30	1,11	0,05	6,11	0,14	2,44	0,21	1,63	0,25	1,35	0,22	1,53
	ACI39	0,24	0,25	0,95	0,25	0,97	0,27	0,91	0,03	7,54	0,08	3,01	0,18	1,35	0,23	1,03	0,18	1,31
	TH39	0,31	0,26	1,19	0,25	1,21	0,28	1,12	0,04	7,88	0,10	3,15	0,19	1,65	0,24	1,28	0,19	1,58
	TS39	0,39	0,28	1,36	0,27	1,41	0,31	1,24	0,06	6,02	0,16	2,41	0,21	1,80	0,27	1,43	0,23	1,68
	ACI26	0,71	0,25	2,87	0,24	2,93	0,26	2,72	0,03	22,11	0,08	8,84	0,17	4,03	0,20	3,49	0,18	3,89
VIDAL FILHO (1999)	V1B	0,25	0,25	0,98	0,24	1,05	0,29	0,85	0,09	2,65	0,24	1,06	0,22	1,15	0,26	0,96	0,24	1,03
	V3A	0,35	0,31	1,11	0,29	1,19	0,37	0,94	0,14	2,49	0,35	1,00	0,27	1,27	0,32	1,09	0,31	1,10
	V3B	0,30	0,31	0,97	0,29	1,04	0,37	0,82	0,14	2,18	0,35	0,87	0,27	1,11	0,32	0,95	0,31	0,96
LEE e WATANABE (2000)	16,00	0,37	0,27	1,37	0,25	1,50	0,33	1,13	0,14	2,59	0,36	1,03	0,26	1,46			0,30	1,25
	18,00	0,35	0,28	1,24	0,25	1,37	0,34	1,02	0,15	2,31	0,37	0,92	0,26	1,32			0,31	1,13
	20,00	0,39	0,27	1,42	0,25	1,56	0,33	1,18	0,14	2,74	0,35	1,10	0,25	1,53			0,29	1,31
	21,00	0,38	0,29	1,29	0,27	1,42	0,36	1,06	0,16	2,33	0,41	0,93	0,28	1,37			0,33	1,16
	32,00	0,39	0,30	1,31	0,27	1,44	0,36	1,07	0,16	2,39	0,41	0,96	0,28	1,39			0,33	1,19
	41,00	0,35	0,22	1,62	0,20	1,79	0,26	1,35	0,12	3,02	0,29	1,21	0,21	1,68			0,24	1,44
	42,00	0,45	0,35	1,28	0,30	1,47	0,44	1,02	0,25	1,81	0,61	0,73	0,35	1,26			0,43	1,04
	46,00	0,36	0,26	1,40	0,24	1,52	0,30	1,19	0,12	3,09	0,29	1,24	0,23	1,56			0,26	1,36
	52,00	0,52	0,47	1,12	0,41	1,26	0,60	0,87	0,33	1,59	0,82	0,64	0,46	1,12			0,57	0,92
	72,00	0,32	0,19	1,71	0,18	1,81	0,21	1,51	0,06	5,14	0,16	2,06	0,16	1,98			0,18	1,79
	73,00	0,29	0,19	1,52	0,18	1,61	0,21	1,34	0,06	4,56	0,16	1,82	0,16	1,75			0,18	1,58
77,00	0,38	0,25	1,50	0,23	1,64	0,30	1,25	0,13	3,00	0,32	1,20	0,23	1,62			0,27	1,39	

TABELA I.3 – Vigas com Estribos – Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais		NBR 6118						EUROCODE 2				ACI Simplificado		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	τ_{EXP} kN/cm ²	Modelo I		Modelo II $\theta = 45^\circ$		Modelo II $\theta = 30^\circ$		$\theta = 45^\circ$		$\theta = 21,8^\circ$		τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}
			τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}								
LEE e WATANABE (2000)	78,00	0,42	0,30	1,40	0,27	1,55	0,37	1,14	0,17	2,42	0,43	0,97	0,29	1,46			0,34	1,24
	79,00	0,50	0,39	1,30	0,34	1,46	0,49	1,03	0,26	1,93	0,65	0,77	0,38	1,31			0,46	1,08
	80,00	0,42	0,30	1,40	0,27	1,56	0,37	1,14	0,18	2,41	0,44	0,96	0,29	1,47			0,34	1,24
	81,00	0,27	0,17	1,58	0,16	1,67	0,19	1,40	0,06	4,79	0,14	1,91	0,15	1,80			0,17	1,63
	84,00	0,32	0,19	1,65	0,18	1,77	0,22	1,43	0,08	4,10	0,19	1,64	0,17	1,83			0,20	1,62
	86,00	0,34	0,22	1,56	0,20	1,70	0,25	1,32	0,10	3,33	0,25	1,33	0,20	1,69			0,23	1,47
	91,00	0,23	0,17	1,33	0,16	1,41	0,19	1,18	0,06	4,03	0,14	1,61	0,15	1,51			0,17	1,37
	92,00	0,29	0,19	1,50	0,18	1,61	0,22	1,30	0,08	3,73	0,19	1,49	0,17	1,66			0,19	1,47
	49,00	0,60	0,45	1,32	0,41	1,44	0,55	1,08	0,25	2,42	0,61	0,97	0,41	1,46			0,48	1,23
	50,00	0,79	0,59	1,34	0,53	1,49	0,75	1,05	0,38	2,06	0,96	0,82	0,56	1,41			0,68	1,16
	51,00	0,88	0,78	1,12	0,69	1,27	1,03	0,86	0,58	1,52	1,45	0,61	0,78	1,13			0,96	0,92
	55,00	0,72	0,41	1,76	0,38	1,88	0,47	1,53	0,15	4,76	0,38	1,90	0,33	2,20			0,37	1,94
	57,00	0,88	0,43	2,06	0,40	2,20	0,50	1,77	0,17	5,18	0,42	2,07	0,35	2,52			0,40	2,21
	59,00	0,39	0,29	1,35	0,27	1,43	0,33	1,17	0,11	3,71	0,26	1,48	0,24	1,62			0,27	1,44
	60,00	1,02	0,89	1,15	0,78	1,31	1,18	0,86	0,70	1,45	1,76	0,58	0,91	1,12			1,13	0,90
	61,00	0,40	0,31	1,30	0,29	1,38	0,35	1,14	0,11	3,80	0,26	1,52	0,25	1,60			0,28	1,43
	62,00	0,46	0,29	1,56	0,28	1,65	0,33	1,38	0,09	5,00	0,23	2,00	0,24	1,95			0,26	1,76
	63,00	1,10	0,90	1,21	0,79	1,38	1,20	0,91	0,70	1,56	1,76	0,62	0,91	1,20			1,13	0,97
	67,00	0,72	0,43	1,66	0,40	1,80	0,52	1,38	0,21	3,41	0,53	1,36	0,38	1,91			0,44	1,63
	68,00	1,08	0,87	1,25	0,77	1,41	1,14	0,95	0,65	1,67	1,62	0,67	0,86	1,25			1,06	1,02
69,00	0,87	0,61	1,42	0,56	1,56	0,74	1,18	0,32	2,71	0,80	1,08	0,53	1,63			0,63	1,38	
70,00	1,39	0,36	3,86	0,35	3,99	0,39	3,60	0,07	20,56	0,17	8,22	0,25	5,53			0,27	5,19	
71,00	1,28	0,89	1,43	0,79	1,62	1,12	1,14	0,60	2,13	1,50	0,85	0,84	1,52			1,03	1,24	

TABELA I.3 – Vigas com Estribos –Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais		NBR 6118						EUROCODE 2				ACI Simplificado		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	τ_{EXP} kN/cm ²	Modelo I		Modelo II $\theta = 45^\circ$		Modelo II $\theta = 30^\circ$		$\theta = 45^\circ$		$\theta = 21,8^\circ$		τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}
			τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}								
ANGELAKOS (2001)	DB120M	0,10	0,13	0,77	0,13	0,81	0,14	0,70	0,04	2,82	0,09	1,13	0,12	0,87	0,13	0,77	0,13	0,81
	DB140M	0,10	0,18	0,56	0,17	0,58	0,19	0,52	0,04	2,77	0,09	1,11	0,14	0,70	0,15	0,65	0,15	0,66
	DB0530M	0,09	0,16	0,58	0,16	0,60	0,18	0,53	0,04	2,63	0,09	1,05	0,13	0,71	0,12	0,76	0,14	0,66
CLADERA (2002)	H50/2	0,25	0,22	1,13	0,21	1,18	0,24	1,03	0,05	4,87	0,13	1,95	0,18	1,44	0,21	1,18	0,19	1,34
	H50/3	0,34	0,29	1,20	0,27	1,28	0,34	1,03	0,12	2,96	0,29	1,18	0,25	1,40	0,29	1,21	0,28	1,23
	H50/4	0,35	0,29	1,22	0,27	1,30	0,34	1,04	0,12	3,01	0,29	1,20	0,25	1,42	0,30	1,17	0,28	1,25
	H60/2	0,25	0,26	0,97	0,25	1,01	0,29	0,88	0,07	3,78	0,17	1,51	0,20	1,24	0,24	1,05	0,22	1,14
	H60/3	0,37	0,31	1,19	0,29	1,27	0,36	1,03	0,11	3,23	0,29	1,29	0,26	1,44	0,29	1,26	0,29	1,27
	H60/4	0,44	0,31	1,42	0,29	1,51	0,36	1,23	0,11	3,85	0,29	1,54	0,26	1,71	0,31	1,42	0,29	1,52
	H75/2	0,29	0,28	1,03	0,27	1,08	0,31	0,94	0,07	4,28	0,17	1,71	0,21	1,35	0,25	1,16	0,23	1,25
	H75/3	0,38	0,33	1,18	0,31	1,25	0,37	1,03	0,11	3,36	0,29	1,34	0,27	1,45	0,30	1,28	0,30	1,29
	H75/4	0,36	0,33	1,12	0,31	1,18	0,37	0,97	0,11	3,18	0,29	1,27	0,27	1,37	0,32	1,15	0,30	1,22
	H100/2	0,32	0,33	0,97	0,32	1,01	0,36	0,88	0,08	3,91	0,20	1,56	0,25	1,30	0,28	1,15	0,27	1,19
	H100/3	0,36	0,36	0,99	0,34	1,05	0,41	0,88	0,12	3,11	0,29	1,24	0,28	1,27	0,32	1,14	0,32	1,14
H100/4	0,38	0,36	1,04	0,34	1,10	0,41	0,92	0,12	3,26	0,29	1,31	0,28	1,33	0,33	1,13	0,32	1,20	
ETXEBERRIA (2002)	HN-V2	0,35	0,26	1,38	0,24	1,47	0,30	1,18	0,10	3,40	0,26	1,36	0,22	1,58	0,27	1,29	0,25	1,39
	HN-V3	0,29	0,23	1,26	0,22	1,34	0,26	1,11	0,08	3,69	0,20	1,48	0,20	1,49	0,25	1,19	0,22	1,34
	HN-V4	0,31	0,21	1,49	0,20	1,55	0,23	1,34	0,06	5,47	0,14	2,19	0,17	1,82	0,22	1,41	0,19	1,67
GARCIA (2002)	7,00	0,18	0,25	0,71	0,24	0,73	0,27	0,67	0,04	4,30	0,10	1,72	0,18	0,98	0,23	0,78	0,19	0,93
	6,00	0,30	0,26	1,17	0,25	1,21	0,28	1,08	0,05	5,87	0,13	2,35	0,19	1,57	0,24	1,27	0,21	1,47
	5,00	0,33	0,29	1,16	0,27	1,21	0,31	1,06	0,07	4,82	0,17	1,93	0,22	1,53	0,26	1,27	0,24	1,41
	4,00	0,39	0,32	1,23	0,30	1,30	0,36	1,08	0,10	3,81	0,26	1,52	0,26	1,54	0,30	1,31	0,28	1,38
	3,00	0,47	0,29	1,61	0,28	1,68	0,33	1,45	0,08	6,14	0,19	2,46	0,23	2,09	0,27	1,74	0,25	1,91

TABELA I.3 – Vigas com Estribos –Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais		NBR 6118						EUROCODE 2				ACI Simplificado		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	τ_{EXP} kN/cm ²	Modelo I		Modelo II $\theta = 45^\circ$		Modelo II $\theta = 30^\circ$		$\theta = 45^\circ$		$\theta = 21,8^\circ$		τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}
			τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}								
GARCIA (2002)	14,00	0,10	0,19	0,56	0,18	0,58	0,20	0,53	0,03	3,28	0,08	1,31	0,14	0,73	0,15	0,72	0,15	0,69
	13,00	0,13	0,17	0,74	0,17	0,76	0,19	0,69	0,03	3,98	0,08	1,59	0,14	0,93	0,17	0,75	0,14	0,88
	12,00	0,13	0,18	0,72	0,17	0,74	0,19	0,66	0,04	3,43	0,09	1,37	0,14	0,89	0,17	0,73	0,15	0,84
	11,00	0,13	0,18	0,70	0,18	0,73	0,20	0,64	0,04	3,03	0,11	1,21	0,15	0,87	0,18	0,71	0,16	0,81
	9,00	0,19	0,19	1,01	0,18	1,08	0,22	0,90	0,06	3,01	0,16	1,20	0,17	1,17	0,20	0,98	0,18	1,06
GONZÁLEZ (2002) <i>apud</i> CLADERA	V13HC	0,31	0,24	1,32	0,22	1,41	0,27	1,13	0,09	3,29	0,24	1,32	0,21	1,50	0,26	1,21	0,23	1,33
	V17HC	0,25	0,22	1,14	0,21	1,21	0,25	1,01	0,07	3,44	0,18	1,38	0,18	1,35	0,23	1,06	0,20	1,21
	V24HC	0,21	0,20	1,08	0,19	1,13	0,22	0,97	0,05	3,97	0,14	1,59	0,16	1,31	0,21	1,00	0,18	1,20
	V13HCS	0,36	0,25	1,44	0,23	1,53	0,29	1,24	0,09	3,78	0,24	1,51	0,21	1,67	0,26	1,36	0,24	1,48
	V17HCS	0,32	0,23	1,38	0,22	1,45	0,26	1,23	0,07	4,45	0,18	1,78	0,19	1,67	0,24	1,33	0,21	1,51
	V24HCS	0,25	0,21	1,18	0,20	1,23	0,23	1,07	0,05	4,60	0,14	1,84	0,17	1,46	0,22	1,13	0,18	1,35
	V13HR	0,38	0,24	1,57	0,23	1,67	0,28	1,35	0,09	4,03	0,24	1,61	0,21	1,81	0,26	1,47	0,24	1,60
	V17HR	0,29	0,22	1,30	0,21	1,37	0,25	1,15	0,07	4,02	0,18	1,61	0,19	1,54	0,24	1,23	0,21	1,40
	V24HR	0,27	0,20	1,34	0,19	1,40	0,22	1,20	0,05	4,94	0,14	1,97	0,16	1,62	0,21	1,25	0,18	1,49
	V13HRS	0,33	0,25	1,36	0,23	1,45	0,28	1,17	0,09	3,52	0,24	1,41	0,21	1,57	0,26	1,28	0,24	1,39
V17HRS	0,32	0,23	1,38	0,22	1,45	0,26	1,22	0,07	4,42	0,18	1,77	0,19	1,66	0,24	1,33	0,21	1,51	
V24HRS	0,24	0,21	1,15	0,20	1,20	0,23	1,04	0,05	4,46	0,14	1,78	0,17	1,42	0,22	1,10	0,18	1,31	
SIMPLÍCIO <i>apud</i> CLADERA (2002)	V4-S1	0,18	0,27	0,67	0,26	0,70	0,30	0,61	0,07	2,71	0,17	1,08	0,21	0,87	0,24	0,78	0,23	0,80
	V5-S1	0,25	0,30	0,83	0,28	0,87	0,33	0,74	0,08	2,95	0,21	1,18	0,23	1,06	0,26	0,96	0,25	0,97
	V1-S2	0,29	0,31	0,93	0,29	0,98	0,35	0,82	0,10	2,98	0,24	1,19	0,25	1,17	0,29	0,98	0,27	1,05
	V2-S2	0,24	0,27	0,86	0,26	0,89	0,30	0,78	0,07	3,48	0,17	1,39	0,21	1,12	0,26	0,91	0,23	1,03
	V3-S2	0,40	0,35	1,14	0,33	1,22	0,41	0,98	0,14	2,91	0,34	1,16	0,29	1,37	0,34	1,18	0,33	1,21
TEOH <i>et al.</i>	A0-12	0,31	0,31	1,01	0,30	1,03	0,33	0,96	0,04	7,96	0,10	3,18	0,21	1,49	0,27	1,17	0,22	1,44

TABELA I.3 – Vigas com Estribos – Tensões Calculadas e Erro de cada um dos Modelos.

Autor	Dados Experimentais		NBR 6118						EUROCODE 2				ACI Simplificado		Zsutty		CSA Simplificada	
	Viga	τ_{EXP} kN/cm ²	Modelo I		Modelo II $\theta = 45^\circ$		Modelo II $\theta = 30^\circ$		$\theta = 45^\circ$		$\theta = 21,8^\circ$		τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}
			τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}	τ_{CALC} kN/cm ²	τ_{EXP}/τ_{CALC}								
TEOH <i>et al.</i> (2002)	A0-8	0,26	0,29	0,91	0,28	0,93	0,31	0,86	0,04	6,68	0,10	2,67	0,20	1,31	0,26	1,01	0,21	1,26
	B0-8	0,27	0,31	0,85	0,31	0,87	0,34	0,79	0,06	4,62	0,14	1,85	0,22	1,19	0,28	0,94	0,24	1,12
BAHL <i>apud</i> ZARARIS (2003)	B25	0,18	0,17	1,05	0,16	1,12	0,19	0,92	0,06	2,95	0,15	1,18	0,15	1,17	0,17	1,02	0,17	1,06
	B35	0,17	0,17	1,01	0,16	1,08	0,19	0,89	0,06	2,90	0,15	1,16	0,15	1,14	0,17	1,00	0,17	1,03
	B45	0,16	0,17	0,97	0,16	1,03	0,19	0,85	0,06	2,74	0,15	1,09	0,15	1,08	0,17	0,95	0,17	0,98
COLLINS e KUCHUMA (1999)	BM100D	0,17	0,18	0,91	0,18	0,93	0,19	0,87	0,02	9,04	0,05	3,62	0,13	1,23	0,14	1,18	0,14	1,21
	SE100B-M-69	0,21	0,26	0,82	0,26	0,84	0,28	0,77	0,04	5,69	0,09	2,27	0,19	1,15	0,20	1,06	0,19	1,11
YOSHIDA (2000)	YB2000/6	0,10	0,17	0,58	0,16	0,60	0,18	0,54	0,03	3,27	0,07	1,31	0,13	0,73	0,15	0,65	0,14	0,70
	YB2000/9	0,08	0,17	0,49	0,17	0,50	0,18	0,45	0,03	2,50	0,08	1,00	0,14	0,61	0,17	0,48	0,14	0,57
SHERWOOD <i>et al.</i> (2007)	L-10HS	0,17	0,24	0,71	0,24	0,72	0,25	0,68	0,02	7,60	0,06	3,04	0,17	1,02	0,17	0,97	0,17	1,00
Média		0,34	0,28	1,23	0,26	1,31	0,32	1,08	0,10	4,20	0,25	1,68	0,23	1,48	0,26	1,19	0,26	1,33
COV (%)		54,05	40,72	33,05	38,25	33,96	46,78	32,38	94,00	50,02	94,00	50,02	48,09	32,43	29,34	27,39	54,00	32,84

ANEXO II

Banco de Dados Filtrado e Erro dos Modelos

TABELA II.1 – Banco de Dados Filtrado das Vigas com Estribos

Autor	Dados Experimentais							NBR 6118		EUROCODE 2		ACI 318 Simplificada		CSA Simplificada		Modelo de Regressão	
	b_w (mm)	d (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	a/d	$\rho_w f_y$ (MPa)	τ_{EXP} (MPa)	τ_{NBR} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{CSA} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{CSA}	τ_{Tese} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{Tese}
KONG e HANGAN (1998)	250,0	198,0	2,79	82,94	2,5	0,89	4,10	3,20	1,28	0,80	5,10	2,41	1,70	2,62	1,56	3,67	1,12
SARSAN e AL-MUSAWI (1992)	180,0	232,0	2,26	75,50	2,5	0,76	4,81	2,94	1,64	0,69	7,01	2,21	2,18	2,39	2,01	3,41	1,41
	180,0	235,0	2,23	40,40	4,0	0,76	2,71	2,17	1,25	0,68	3,96	1,82	1,49	2,01	1,35	2,35	1,15
	180,0	235,0	2,23	39,00	2,5	0,76	4,48	2,13	2,10	0,68	6,54	1,80	2,49	1,99	2,25	3,13	1,43
	180,0	235,0	2,23	40,20	2,5	1,14	4,71	2,50	1,88	1,03	4,59	2,20	2,14	2,49	1,89	3,67	1,28
	180,0	235,0	2,23	75,30	4,0	0,76	2,90	2,93	0,99	0,69	4,22	2,21	1,31	2,39	1,21	2,60	1,11
	180,0	235,0	2,23	71,80	2,5	1,15	4,71	3,21	1,47	1,03	4,57	2,56	1,84	2,84	1,65	3,90	1,21
PLACAS e REGAN (1971)	152,4	254,0	1,46	26,68	3,4	0,58	2,06	1,64	1,25	0,52	3,97	1,44	1,43	1,58	1,30	2,08	0,99
	152,4	254,0	1,46	29,58	3,4	1,15	2,70	2,24	1,20	1,04	2,61	2,06	1,31	2,36	1,14	2,91	0,93
	152,4	254,0	0,975	29,61	3,4	0,58	1,94	1,72	1,13	0,52	3,75	1,48	1,31	1,62	1,20	1,90	1,02
	152,4	254,0	1,95	26,20	3,4	0,58	2,31	1,63	1,42	0,52	4,46	1,43	1,62	1,57	1,47	2,28	1,01
	152,4	254,0	1,46	29,03	3,4	0,38	2,31	1,54	1,50	0,35	6,68	1,28	1,80	1,37	1,69	1,83	1,26
	152,4	254,0	1,46	12,76	3,4	0,58	1,80	1,21	1,50	0,52	3,48	1,17	1,54	1,32	1,37	1,98	0,91
	152,4	254,0	1,46	42,96	3,4	0,58	2,32	2,06	1,12	0,52	4,48	1,67	1,39	1,80	1,29	2,20	1,06
	152,4	254,0	1,46	29,51	4,5	0,58	2,06	1,72	1,19	0,52	3,97	1,48	1,39	1,62	1,27	1,50	1,37
	152,4	254,0	1,25	27,92	3,4	0,58	2,84	1,68	1,69	0,52	5,48	1,46	1,95	1,60	1,78	2,00	1,42
	152,4	254,0	1,46	27,51	3,4	0,58	2,70	1,67	1,62	0,52	5,21	1,45	1,86	1,59	1,70	2,09	1,29
	152,4	254,0	1,95	32,48	3,4	0,58	2,83	1,80	1,57	0,52	5,46	1,53	1,85	1,66	1,70	2,33	1,22
	152,4	254,0	1,46	33,72	3,4	1,15	3,61	2,35	1,53	1,04	3,48	2,12	1,70	2,42	1,49	2,94	1,23

TABELA II.1 – Banco de Dados Filtrado das Vigas com Estribos (continuação)

Autor	Dados Experimentais							NBR 6118		EUROCODE 2		ACI 318 Simplificada		CSA Simplificada		Modelo de Regressão	
	b_w (mm)	d (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	a/d	$\rho_w f_y$ (MPa)	τ_{EXP} (MPa)	τ_{NBR} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{CSA} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{CSA}	τ_{Tese} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{Tese}
PLACAS e REGAN (1971)	152,4	254,0	1,46	28,20	3,4	0,38	2,24	1,51	1,48	0,35	6,48	1,27	1,77	1,35	1,65	1,82	1,23
	152,4	254,0	1,46	12,76	3,4	0,58	2,32	1,21	1,92	0,52	4,48	1,17	1,98	1,32	1,76	1,98	1,17
	152,4	254,0	1,46	54,06	3,4	0,58	2,97	2,32	1,28	0,52	5,72	1,80	1,65	1,93	1,54	2,27	1,30
	152,4	254,0	1,46	30,99	3,4	0,58	2,45	1,76	1,39	0,52	4,72	1,50	1,63	1,64	1,49	2,11	1,16
ELZANATY <i>et al.</i> (1986)	177,8	254,0	2,50	39,99	4,0	0,65	2,28	2,06	1,11	0,58	3,92	1,70	1,34	1,86	1,23	2,30	0,99
	177,8	254,0	2,50	20,69	4,0	0,65	1,57	1,53	1,02	0,58	2,69	1,41	1,12	1,57	1,00	2,16	0,73
SIMPLÍCIO <i>apud</i> CLADERA (2002)	150,0	270,0	2,33	65,84	3,8	0,75	1,83	2,73	0,67	0,68	2,71	2,10	0,87	2,28	0,80	2,72	0,67
	150,0	270,0	2,33	69,83	3,8	0,93	2,47	2,97	0,83	0,84	2,95	2,32	1,06	2,55	0,97	3,00	0,82
ADEBAR e COLLINS (1996)	290,0	278,0	1,95	49,30	2,9	0,51	1,96	2,15	0,91	0,46	4,31	1,68	1,17	1,79	1,10	2,20	0,89
	290,0	278,0	1,95	49,30	2,9	0,83	2,10	2,44	0,86	0,75	2,81	2,00	1,05	2,20	0,95	2,65	0,79
	290,0	278,0	1,95	49,30	2,9	1,29	2,86	2,85	1,00	1,16	2,47	2,46	1,16	2,79	1,02	3,29	0,87
	290,0	278,0	1,95	49,80	2,9	0,92	3,05	2,53	1,20	0,83	3,69	2,10	1,46	2,33	1,31	2,78	1,10
	290,0	278,0	1,95	49,80	2,9	0,92	2,50	2,53	0,98	0,83	3,01	2,10	1,19	2,33	1,07	2,78	0,90
KONG e HANGAN (1998)	250,0	293,0	2,79	64,03	2,5	0,64	3,12	2,59	1,20	0,57	5,43	1,97	1,58	2,12	1,47	3,14	0,99
	250,0	293,0	2,79	64,03	2,5	0,64	2,39	2,59	0,92	0,57	4,16	1,97	1,21	2,12	1,13	3,14	0,76
	250,0	293,0	2,79	65,46	2,7	0,64	2,44	2,62	0,93	0,57	4,24	1,99	1,23	2,13	1,14	3,02	0,81
	250,0	293,0	2,79	65,46	2,7	0,64	2,93	2,62	1,12	0,57	5,09	1,99	1,47	2,13	1,37	3,02	0,97
	250,0	297,0	1,66	64,03	2,5	0,64	2,82	2,59	1,09	0,57	4,90	1,97	1,43	2,12	1,33	2,67	1,05
	250,0	297,0	1,66	64,03	2,5	0,64	2,40	2,59	0,93	0,57	4,17	1,97	1,22	2,12	1,13	2,67	0,90

TABELA II.1 – Banco de Dados Filtrado das Vigas com Estribos (continuação)

Autor	Dados Experimentais							NBR 6118		EUROCODE 2		ACI 318 Simplificada		CSA Simplificada		Modelo de Regressão	
	b_w (mm)	d (mm)	ρ_t (%)	f_c (MPa)	a/d	$\rho_w f_y$ (MPa)	τ_{EXP} (MPa)	τ_{NBR} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{CSA} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{CSA}	τ_{Tese} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{Tese}
OZCEBE <i>et al</i> (1999)	150,0	310,0	2,59	75,00	3,0	0,43	3,03	2,62	1,15	0,38	7,91	1,87	1,62	1,95	1,55	2,84	1,07
	150,0	310,0	2,59	75,00	3,0	0,61	3,35	2,79	1,20	0,55	6,11	2,05	1,63	2,19	1,53	3,10	1,08
CLADERA (2002)	200,0	351,0	2,29	49,90	3,1	1,29	3,45	2,87	1,20	1,16	2,96	2,47	1,40	2,81	1,23	3,54	0,97
	200,0	351,0	2,29	60,80	3,1	1,27	3,69	3,09	1,19	1,14	3,23	2,57	1,44	2,89	1,27	3,58	1,03
	200,0	351,0	2,29	68,90	3,1	1,27	3,84	3,26	1,18	1,14	3,36	2,65	1,45	2,98	1,29	3,64	1,05
	200,0	351,0	2,29	87,00	3,1	1,29	3,61	3,64	0,99	1,16	3,11	2,85	1,27	3,17	1,14	3,80	0,95
	200,0	353,0	2,28	49,90	3,1	0,58	2,52	2,23	1,13	0,52	4,87	1,75	1,44	1,88	1,34	2,54	0,99
	200,0	353,0	2,28	60,80	3,1	0,75	2,55	2,62	0,97	0,67	3,78	2,05	1,24	2,23	1,14	2,86	0,89
	200,0	353,0	2,28	68,90	3,1	0,75	2,89	2,79	1,03	0,67	4,28	2,13	1,35	2,31	1,25	2,92	0,99
	200,0	353,0	2,28	87,00	3,1	0,91	3,20	3,29	0,97	0,82	3,91	2,46	1,30	2,68	1,19	3,27	0,98
GARCIA (2002)	150,0	403,0	2,6	71,30	3,0	0,85	4,72	2,93	1,61	0,77	6,14	2,26	2,09	2,46	1,91	3,35	1,41
	150,0	406,0	2,6	67,10	3,0	0,46	1,78	2,49	0,71	0,41	4,30	1,83	0,98	1,92	0,93	2,77	0,64
	150,0	406,0	2,6	67,10	3,0	0,58	3,04	2,60	1,17	0,52	5,87	1,94	1,57	2,07	1,47	2,93	1,04
	150,0	406,0	2,6	71,30	3,0	0,77	3,33	2,86	1,16	0,69	4,82	2,17	1,53	2,35	1,41	3,23	1,03
	150,0	406,0	2,6	71,30	3,0	1,15	3,94	3,20	1,23	1,04	3,81	2,56	1,54	2,85	1,38	3,76	1,05
	150,0	413,0	1,95	37,30	3,1	0,36	1,27	1,73	0,74	0,32	3,98	1,37	0,93	1,45	0,88	2,07	0,62
	150,0	413,0	1,95	37,30	3,1	0,41	1,27	1,78	0,72	0,37	3,43	1,43	0,89	1,52	0,84	2,15	0,59
	150,0	413,0	1,95	37,50	3,1	0,48	1,30	1,84	0,70	0,43	3,03	1,50	0,87	1,60	0,81	2,24	0,58
	150,0	413,0	1,95	32,00	3,1	0,72	1,94	1,92	1,01	0,65	3,01	1,66	1,17	1,84	1,06	2,54	0,77
	150,0	424,0	0,97	42,60	3,1	0,36	1,05	1,86	0,56	0,32	3,28	1,44	0,73	1,51	0,69	1,69	0,62

TABELA II.1 – Banco de Dados Filtrado das Vigas com Estribos (continuação)

Autor	Dados Experimentais							NBR 6118		EUROCODE 2		ACI 318 Simplificada		CSA Simplificada		Modelo de Regressão	
	b_w (mm)	d (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	a/d	$\rho_v f_y$ (MPa)	τ_{EXP} (MPa)	τ_{NBR} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{CSA} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{CSA}	τ_{Tese} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{Tese}
TOMPOS e FROSH (1992)	228,6	425,0	1,04	35,85	3,0	1,49	1,77	2,71	0,65	1,34	1,32	2,49	0,71	2,89	0,61	3,12	0,57
	228,6	425,0	1,04	35,85	3,0	1,49	1,58	2,71	0,58	1,34	1,17	2,49	0,63	2,89	0,55	3,12	0,51
JONHSON e RAMIREZ (1989)	304,8	538,7	2,41	72,33	3,1	0,34	1,60	2,49	0,64	0,31	5,22	1,76	0,91	1,81	0,88	1,98	0,81
	304,8	538,7	2,41	72,33	3,1	0,34	1,92	2,49	0,77	0,31	6,29	1,76	1,09	1,81	1,06	1,98	0,97
	304,8	538,7	2,41	55,85	3,1	0,69	2,33	2,46	0,95	0,62	3,75	1,94	1,20	2,10	1,11	2,36	0,99
	304,8	538,7	2,41	51,30	3,1	0,34	1,71	2,05	0,83	0,31	5,58	1,53	1,11	1,60	1,07	1,84	0,93
	304,8	538,7	2,41	51,30	3,1	0,34	1,57	2,05	0,77	0,31	5,13	1,53	1,02	1,60	0,98	1,84	0,86
	305,0	538,7	2,41	36,4	3,1	0,69	2,06	2,00	1,03	0,62	3,31	1,70	1,21	1,86	1,10	2,22	0,93
	305,0	538,7	2,41	36,4	3,1	0,34	1,35	1,69	0,80	0,31	4,42	1,35	1,00	1,41	0,96	1,73	0,78
BERLABI e HSU (1990)	152,0	558,8	1,68	32,40	3,7	1,49	3,01	2,62	1,15	1,34	2,25	2,44	1,24	2,84	1,06	3,12	0,97
	152,0	558,8	1,68	36,20	3,7	1,38	3,32	2,62	1,27	1,24	2,67	2,38	1,39	2,75	1,21	2,99	1,11
ROLLER e RUSSEL (1990)	355,3	558,8	1,59	120,14	2,5	0,34	1,50	3,37	0,44	0,30	4,95	2,16	0,69	2,21	0,68	2,14	0,70
BAHL <i>apud</i> ZARARIS (2003)	240,0	600,0	1,37	25,1	3,0	0,66	1,75	1,67	1,05	0,59	2,95	1,49	1,17	1,66	1,06	1,86	0,94
YOON <i>et al</i> (1996)	375,0	655,0	2,80	36,00	3,0	0,36	1,86	1,69	1,10	0,32	5,83	1,35	1,37	1,43	1,30	1,69	1,10
	375,0	655,0	2,80	36,00	3,0	0,35	1,48	1,69	0,88	0,31	4,70	1,35	1,10	1,42	1,04	1,68	0,88
	375,0	655,0	2,80	36,00	3,0	0,50	1,97	1,82	1,08	0,45	4,37	1,50	1,31	1,61	1,22	1,89	1,04
	375,0	655,0	2,8	67,00	3,3	0,50	2,25	2,53	0,89	0,45	4,99	1,86	1,21	1,97	1,14	1,96	1,15
	375,0	655,0	2,8	67,00	3,3	0,71	2,81	2,71	1,03	0,64	4,41	2,07	1,35	2,23	1,26	2,25	1,25

TABELA II.1 – Banco de Dados Filtrado das Vigas com Estribos (continuação)

Autor	Dados Experimentais							NBR 6118		EUROCODE 2		ACI 318 Simplificada		CSA Simplificada		Modelo de Regressão	
	b_w (mm)	d (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	a/d	$\rho_w f_y$ (MPa)	τ_{EXP} (MPa)	τ_{NBR} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{CSA} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{CSA}	τ_{Tese} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{Tese}
YOON <i>et al.</i> (1996)	375,0	655,0	2,8	87,00	3,3	0,36	1,97	2,79	0,70	0,32	6,16	1,91	1,03	1,97	1,00	1,90	1,04
	375,0	655,0	2,8	87,00	3,3	0,60	2,44	3,02	0,81	0,54	4,49	2,16	1,13	2,28	1,07	2,24	1,09
	375,0	655,0	2,8	87,00	3,3	1,02	2,94	3,39	0,87	0,91	3,21	2,57	1,14	2,82	1,04	2,82	1,04
	375,0	655,0	2,8	67,00	3,3	0,36	1,65	2,40	0,69	0,32	5,17	1,72	0,96	1,78	0,93	1,76	0,94
TEOH <i>et al.</i> (2002)	150,0	656,5	2,99	99,90	2,7	0,44	3,13	3,11	1,01	0,39	7,96	2,10	1,49	2,18	1,44	3,12	1,00
	150,0	656,5	2,99	88,60	2,7	0,44	2,63	2,90	0,91	0,39	6,68	2,01	1,31	2,09	1,26	3,04	0,86
	150,0	656,5	2,99	92,10	2,7	0,64	2,67	3,15	0,85	0,58	4,62	2,24	1,19	2,38	1,12	3,35	0,80
ROLLER e RUSSEL (1990)	457,2	762,0	1,65	72,41	3,0	0,36	1,91	2,52	0,76	0,33	5,83	1,78	1,07	1,85	1,03	1,18	1,62
	457,2	762,0	1,82	72,41	3,0	0,71	2,26	2,82	0,80	0,63	3,57	2,12	1,07	2,28	0,99	1,73	1,31
	457,2	762,0	1,82	125,31	3,0	0,36	1,39	3,48	0,40	0,33	4,23	2,23	0,62	2,28	0,61	1,62	0,86
	457,2	762,0	2,27	125,31	3,0	0,71	2,15	3,79	0,57	0,63	3,39	2,57	0,84	2,72	0,79	2,28	0,94
	457,2	762,0	2,75	125,31	3,0	1,04	3,37	4,09	0,82	0,94	3,59	2,91	1,16	3,15	1,07	2,95	1,14
TOMPOS e FROSH (1992)	457,2	850,0	0,99	42,75	3,0	0,84	1,25	2,30	0,55	0,76	1,66	1,93	0,65	2,14	0,59	1,31	0,96
	457,2	850,0	0,99	42,75	3,0	0,84	1,32	2,30	0,57	0,76	1,74	1,93	0,68	2,14	0,62	1,31	1,01
	457,2	850,0	0,99	36,54	3,0	0,84	1,02	2,14	0,47	0,76	1,34	1,85	0,55	2,06	0,49	1,26	0,80
	457,2	850,0	0,99	36,54	3,0	0,84	1,27	2,14	0,59	0,76	1,67	1,85	0,69	2,06	0,61	1,26	1,00
BAHL <i>apud</i> ZARARIS (2003)	240,0	900,0	1,33	26,3	3,0	0,66	1,73	1,71	1,01	0,59	2,90	1,51	1,14	1,68	1,03	1,65	1,04
COLLINS e KUCHUMA (1999)	295,0	920,0	$\frac{1,03}{2}$	71,00	2,5	0,80	1,90	2,88	0,66	0,72	2,63	2,21	0,86	2,40	0,79	2,14	0,89
	295,0	920,0	1,36	75,00	2,5	0,42	2,15	2,62	0,82	0,38	5,69	1,86	1,15	1,94	1,11	1,77	1,22

TABELA II.1 – Banco de Dados Filtrado das Vigas com Estribos (continuação)

Autor	Dados Experimentais							NBR 6118		EUROCODE 2		ACI 318 Simplificada		CSA Simplificada		Modelo de Regressão	
	b_w (mm)	d (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	a/d	$\rho_w f_y$ (MPa)	τ_{EXP} (MPa)	τ_{NBR} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{CSA} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{CSA}	τ_{rese} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{rese}
ANGELAKOS (1999)	300,0	925,0	1,01	65,00	2,9	0,40	1,63	2,40	0,68	0,36	4,52	1,74	0,93	1,82	0,89	1,29	1,27
	300,0	925,0	1,01	80,00	2,9	0,40	1,42	2,70	0,53	0,36	3,95	1,89	0,75	1,96	0,72	1,39	1,02
	300,0	925,0	1,01	21,00	2,8	0,40	1,02	1,32	0,77	0,36	2,82	1,16	0,87	1,26	0,81	1,07	0,95
	300,0	925,0	1,01	38,00	2,8	0,40	1,00	1,78	0,56	0,36	2,77	1,43	0,70	1,51	0,66	1,19	0,84
BAHL <i>apud</i> ZARARIS (2003)	240,0	1200,0	1,31	25,4	3,0	0,66	1,63	1,68	0,97	0,59	2,74	1,50	1,08	1,66	0,98	1,44	1,13
YOSHIDA (2000)	300,0	1890,0	1,2	35,9	2,9	0,33	0,97	1,67	0,58	0,30	3,27	1,33	0,73	1,39	0,70	0,44	2,19

TABELA II-2 – Banco de Dados Filtrado das Vigas sem Estribos

Autor	bw (mm)	d (mm)	ρ_l %	fc (MPa)	a/d	τ_{EXP} (MPa)	NBR 6118		EUROCODE		ACI		CSA		Modelo de Regressão	
							τ_{NBR} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{CSA} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{CSA}	τ_{Tese} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{Tese}
KANI <i>et al</i> (1979) <i>apud</i> CLADERA	152,00	270,00	0,80	26,00	2,50	1,01	1,106	0,914	0,630	1,606	0,850	1,190	0,849	1,191	1,070	0,945
	152,00	270,00	0,80	26,00	2,53	1,09	1,106	0,983	0,630	1,726	0,850	1,279	0,849	1,280	1,070	1,016
	152,00	270,00	0,50	35,00	2,57	0,82	1,348	0,607	0,595	1,377	0,986	0,830	0,985	0,831	1,024	0,800
	155,00	270,00	0,50	17,00	2,98	0,65	0,833	0,780	0,467	1,391	0,687	0,946	0,687	0,947	0,947	0,686
	152,00	270,00	0,80	26,00	2,98	0,95	1,106	0,855	0,630	1,501	0,850	1,112	0,849	1,113	1,070	0,884
	152,00	270,00	0,80	17,00	2,99	0,80	0,833	0,959	0,547	1,462	0,687	1,163	0,687	1,164	1,033	0,773
	156,00	1090,00	2,71	27,00	3,00	0,97	1,134	0,853	0,855	1,131	0,866	1,116	0,543	1,781	1,329	0,727
ADEBAR e COLLINS (1996)	290,00	278,00	1,95	49,30	2,80	1,34	1,694	0,789	1,045	1,278	1,170	1,142	1,163	1,149	1,306	1,023
	290,00	278,00	1,95	46,20	2,80	1,00	1,622	0,616	1,023	0,978	1,133	0,883	1,125	0,888	1,294	0,773
	290,00	278,00	0,99	58,9	2,88	1,11	1,907	0,585	0,886	1,259	1,279	0,872	1,271	0,877	1,083	1,030
	360,00	278,00	1,57	52,50	2,88	1,27	1,767	0,721	0,993	1,283	1,208	1,055	1,200	1,062	1,128	1,129
	360,00	278,00	1,57	52,50	2,88	1,19	1,767	0,671	0,993	1,194	1,208	0,982	1,200	0,988	1,128	1,051
ISLAM <i>et al.</i> (1998) <i>apud</i> CLADERA	150,00	207,00	2,02	26,60	2,90	1,82	1,123	1,621	0,890	2,044	0,860	2,117	0,900	2,022	1,431	1,272
KIM PARK (1994) <i>apud</i> CLADERA	170,00	272,00	1,01	53,70	3,00	1,26	1,793	0,703	0,866	1,455	1,221	1,032	1,219	1,034	1,217	1,035
	170,00	142,00	1,87	53,70	3,00	1,70	1,793	0,948	1,151	1,477	1,221	1,392	1,345	1,264	1,496	1,136
	170,00	142,00	1,87	53,70	3,00	1,63	1,793	0,909	1,151	1,416	1,221	1,334	1,345	1,212	1,496	1,090
	170,00	270,00	1,87	53,70	3,00	1,54	1,793	0,860	1,064	1,449	1,221	1,263	1,220	1,264	1,454	1,061
	170,00	270,00	1,87	53,70	3,00	1,56	1,793	0,870	1,064	1,466	1,221	1,277	1,220	1,278	1,454	1,073
	152,00	270,00	0,80	26,00	3,01	0,96	1,106	0,866	0,630	1,521	0,850	1,127	0,849	1,128	1,070	0,895
	152,00	270,00	0,80	17,00	3,02	0,79	0,833	0,951	0,547	1,449	0,687	1,152	0,687	1,153	1,033	0,766
	170,00	272,00	1,01	53,70	3,00	1,22	1,793	0,680	0,866	1,409	1,221	0,999	1,219	1,001	1,217	1,002
	300,00	550,00	1,87	53,70	3,00	1,37	1,793	0,764	0,996	1,376	1,221	1,122	1,015	1,351	1,203	1,139
	300,00	550,00	1,87	53,70	3,00	1,30	1,793	0,725	0,996	1,305	1,221	1,064	1,015	1,281	1,203	1,081
	300,00	915,00	1,87	53,70	3,00	1,09	1,793	0,608	0,960	1,135	1,221	0,892	0,832	1,310	1,085	1,005
	300,00	915,00	1,87	53,70	3,00	1,21	1,793	0,675	0,960	1,260	1,221	0,991	0,832	1,454	1,085	1,115

TABELA I-2 – Banco de Dados Filtrado das Vigas sem Estribos (Continuação).

Autor	bw (mm)	d (mm)	ρ_l %	fc (MPa)	a/d	τ_{EXP} (MPa)	NBR 6118		EUROCODE		ACI		CSA		Modelo de Regressão	
							τ_{NBR} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{CSA} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{CSA}	τ_{Tese} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{Tese}
THORENTFELD DRANGSHOLT (1990) apud CLADERA	150,00	221,00	1,82	77,80	3,00	2,05	2,296	0,892	1,220	1,679	1,470	1,394	1,523	1,346	1,579	1,298
	150,00	221,00	1,82	54,00	3,00	1,75	1,800	0,974	1,081	1,623	1,225	1,432	1,269	1,382	1,482	1,183
	150,00	221,00	1,82	97,70	3,00	1,69	2,673	0,634	1,317	1,287	1,647	1,028	1,707	0,993	1,660	1,021
	300,00	442,00	1,82	77,80	3,00	1,36	2,296	0,592	1,138	1,195	1,470	0,925	1,306	1,041	1,322	1,029
PLACAS e REGAN (1971)	152,40	254,00	0,98	26,20	3,36	1,16	1,112	1,044	0,679	1,710	0,853	1,360	0,862	1,346	1,123	1,033
	152,40	254,00	1,46	26,20	3,36	1,22	1,112	1,095	0,777	1,567	0,853	1,427	0,862	1,411	1,257	0,968
	152,40	254,00	1,46	24,82	3,36	1,16	1,072	1,082	0,763	1,520	0,830	1,397	0,839	1,381	1,251	0,927
	152,40	254,00	1,46	28,06	3,36	1,40	1,164	1,204	0,795	1,763	0,883	1,587	0,893	1,569	1,264	1,108
	152,40	254,00	1,46	30,34	3,36	1,35	1,226	1,105	0,816	1,661	0,918	1,476	0,928	1,460	1,274	1,064
	152,40	254,00	1,46	28,06	3,36	1,41	1,164	1,214	0,795	1,777	0,883	1,600	0,893	1,582	1,264	1,117
MORROW VIEST (1957) apud CLADERA	305,00	375,00	2,41	25,00	3,80	1,21	1,077	1,119	0,869	1,388	0,833	1,447	0,774	1,558	1,285	0,938
	305,00	372,00	1,83	45,70	3,83	1,21	1,611	0,749	0,970	1,243	1,127	1,070	1,048	1,150	1,210	0,996
	305,00	368,00	1,24	28,40	3,86	0,97	1,173	0,828	0,728	1,335	0,888	1,093	0,829	1,172	0,979	0,992
	305,00	368,00	1,85	14,70	3,86	0,89	0,756	1,180	0,667	1,336	0,639	1,396	0,596	1,496	1,091	0,817
	305,00	368,00	1,85	27,20	3,86	1,09	1,140	0,956	0,819	1,330	0,869	1,254	0,811	1,344	1,142	0,954
	305,00	368,00	1,85	34,80	2,76	1,39	1,343	1,033	0,890	1,559	0,983	1,411	0,917	1,512	1,173	1,183
TOMPOS e FROSH (2002)	228,60	425,45	1,04	35,85	3,00	0,98	1,370	0,714	0,732	1,336	0,998	0,980	0,896	1,091	1,031	0,948
GARCIA (2002)	150,00	403,00	2,60	70,20	3,00	1,74	2,144	0,810	1,248	1,391	1,396	1,244	1,273	1,365	1,704	1,019
CLADERA (2002)	200,00	359,00	2,24	49,90	3,01	1,39	1,708	0,813	1,072	1,296	1,177	1,179	1,105	1,256	1,475	0,942
	200,00	359,00	2,24	60,80	3,01	1,51	1,948	0,773	1,145	1,316	1,300	1,159	1,220	1,235	1,519	0,992
	200,00	359,00	2,24	87,00	3,01	1,64	2,474	0,663	1,290	1,272	1,555	1,056	1,459	1,125	1,625	1,010
JONHSON e RAMIREZ (1989)	304,80	538,73	2,41	55,85	3,10	1,16	1,841	0,633	1,100	1,059	1,246	0,935	1,042	1,118	1,358	0,858

TABELA I-2 – Banco de Dados Filtrado das Vigas sem Estribos (Continuação).

Autor	bw (mm)	d (mm)	ρ_l %	fc (MPa)	a/d	τ_{EXP} (MPa)	NBR 6118		EUROCODE		ACI		CSA		Modelo de Regressão	
							τ_{NBR} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{CSA} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{CSA}	τ_{Tese} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{Tese}
GARCIA (2002)	150,00	413,00	2,60	32,00	3,14	1,21	1,270	0,952	0,959	1,261	0,943	1,282	0,854	1,416	1,546	0,782
ANGELAKOS <i>et al</i> (2001)	300,00	925,00	2,02	32,00	2,92	0,93	1,270	0,729	0,828	1,118	0,943	0,982	0,639	1,449	1,034	0,896
	300,00	925,00	1,01	21,00	2,92	0,65	0,959	0,673	0,571	1,129	0,764	0,845	0,518	1,246	0,712	0,906
	300,00	925,00	1,01	32,00	2,92	0,67	1,270	0,525	0,657	1,014	0,943	0,707	0,639	1,043	0,757	0,881
	300,00	925,00	1,01	38,00	2,92	0,65	1,424	0,455	0,696	0,932	1,027	0,631	0,696	0,932	0,781	0,831
	300,00	925,00	0,50	32,00	2,92	0,59	1,270	0,468	0,522	1,139	0,943	0,631	0,639	0,931	0,618	0,962
SHERWOOD <i>et al</i> (2007)	300,00	1400,00	0,83	38,40	2,89	0,63	1,434	0,440	0,639	0,988	1,033	0,611	0,568	1,112	0,580	1,088
	300,00	1400,00	0,83	40,30	2,89	0,58	1,481	0,389	0,649	0,887	1,058	0,545	0,581	0,991	0,588	0,980
	300,00	1400,00	0,83	73,60	2,89	0,57	2,213	0,258	0,794	0,720	1,430	0,400	0,786	0,727	0,723	0,791
	300,00	1400,00	0,83	31,40	2,89	0,63	1,254	0,503	0,597	1,056	0,934	0,676	0,513	1,229	0,552	1,144
	300,00	1400,00	0,83	33,20	2,89	0,63	1,302	0,487	0,609	1,041	0,960	0,659	0,528	1,200	0,559	1,133
	300,00	1400,00	0,83	28,10	2,89	0,58	1,165	0,495	0,576	1,001	0,883	0,652	0,486	1,187	0,538	1,071
	300,00	1400,00	0,83	28,50	2,89	0,69	1,176	0,583	0,578	1,185	0,890	0,771	0,489	1,402	0,540	1,270
	300,00	1400,00	0,83	41,00	2,89	0,65	1,498	0,432	0,653	0,992	1,067	0,607	0,586	1,104	0,591	1,097
	300,00	1400,00	0,83	40,10	2,89	0,71	1,476	0,481	0,648	1,095	1,055	0,672	0,580	1,223	0,587	1,209
COLLINS e KUCHMA (1999)	300,00	925,00	0,50	94,00	2,75	0,59	2,605	0,225	0,747	0,786	1,616	0,364	1,095	0,536	0,870	0,675
	300,00	925,00	0,76	37,20	2,80	0,69	1,404	0,493	0,628	1,102	1,017	0,681	0,689	1,004	0,708	0,977
	300,00	925,00	0,76	98,80	2,75	0,70	2,693	0,258	0,870	0,800	1,657	0,420	1,123	0,619	0,958	0,726
	300,00	925,00	1,01	36,00	2,80	0,81	1,374	0,590	0,684	1,186	1,000	0,811	0,678	1,196	0,773	1,049
	300,00	925,00	1,01	36,00	2,80	0,90	1,374	0,653	0,684	1,312	1,000	0,897	0,678	1,324	0,773	1,161
	300,00	925,00	1,01	39,00	2,80	0,80	1,449	0,555	0,702	1,144	1,041	0,772	0,705	1,139	0,785	1,024
	300,00	925,00	1,01	39,00	2,80	0,85	1,449	0,584	0,702	1,206	1,041	0,814	0,705	1,200	0,785	1,079
	300,00	925,00	1,01	39,00	2,80	0,74	1,449	0,507	0,702	1,047	1,041	0,706	0,705	1,042	0,785	0,936
	300,00	925,00	1,01	98,00	2,75	0,70	2,678	0,260	0,955	0,728	1,650	0,422	1,118	0,622	1,025	0,679

TABELA I-2 – Banco de Dados Filtrado das Vigas sem Estribos (Continuação).

Autor	bw (mm)	d (mm)	ρ_l %	f _c (MPa)	a/d	τ_{EXP} (MPa)	NBR 6118		EUROCODE		ACI		CSA		Modelo de Regressão	
							τ_{NBR} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{NBR}	τ_{EURO} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{EURO}	τ_{ACI} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{ACI}	τ_{CSA} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{CSA}	τ_{tese} (MPa)	τ_{EXP}/τ_{tese}
							COLLINS e KUCHMA (1999)	300,00	925,00	1,01	98,00	2,75	0,78	2,678	0,292	0,955
295,00	920,00	1,03	50,00	2,50	0,74	1,710		0,433	0,769	0,963	1,179	0,628	0,801	0,925	0,844	0,878
295,00	920,00	1,03	50,00	2,50	0,87	1,710		0,508	0,769	1,131	1,179	0,738	0,801	1,086	0,844	1,031
295,00	920,00	1,03	86,00	2,50	0,68	2,455		0,276	0,921	0,736	1,546	0,439	1,050	0,646	0,990	0,685
300,00	925,00	1,05	37,20	2,92	0,93	1,404		0,662	0,701	1,327	1,017	0,915	0,689	1,349	0,789	1,178
300,00	925,00	1,05	98,80	2,92	1,00	2,693		0,372	0,970	1,033	1,657	0,605	1,123	0,892	1,039	0,964
300,00	925,00	1,05	98,80	2,92	1,20	2,693		0,447	0,970	1,241	1,657	0,727	1,123	1,072	1,039	1,158
300,00	925,00	1,19	36,00	2,92	1,15	1,374		0,839	0,722	1,596	1,000	1,153	0,678	1,701	0,823	1,402
295,00	920,00	1,36	50,00	2,50	1,04	1,710		0,605	0,843	1,228	1,179	0,879	0,801	1,293	0,934	1,108
295,00	920,00	1,36	50,00	2,50	1,16	1,710		0,681	0,843	1,381	1,179	0,988	0,801	1,454	0,934	1,247
295,00	920,00	1,36	86,00	2,50	1,34	2,455		0,548	1,010	1,331	1,546	0,870	1,050	1,281	1,080	1,245
295,00	920,00	1,36	86,00	2,50	1,34	2,455	0,546	1,010	1,328	1,546	0,868	1,050	1,277	1,080	1,242	
GHANNOUM (1998)	400,00	960,00	1,20	35,00	2,5	0,95	1,348	0,708	0,716	1,333	0,986	0,968	0,657	1,453	0,686	1,392
	400,00	960,00	1,20	60,00	2,5	0,82	1,931	0,427	0,857	0,962	1,291	0,639	0,860	0,959	0,788	1,047
	400,00	960,00	2,00	35,00	2,5	1,01	1,348	0,746	0,849	1,184	0,986	1,020	0,657	1,530	0,906	1,110
	400,00	960,00	2,00	60,00	2,5	0,88	1,931	0,455	1,016	0,865	1,291	0,681	0,860	1,021	1,008	0,872
YOSHIDA (2000)	300,00	1890,00	1,20	33,60	2,86	0,45	1,312	0,343	0,681	0,661	0,966	0,466	0,444	1,012	0,504	0,892
YOON <i>et al</i> (1996)	375,00	655,00	2,80	36,00	3,28	1,01	1,374	0,738	0,984	1,030	1,000	1,014	0,781	1,297	1,260	0,805
	375,00	655,00	2,80	67,00	3,28	1,21	2,079	0,580	1,210	0,996	1,364	0,883	1,066	1,131	1,385	0,870
	375,00	655,00	2,80	87,00	3,28	1,33	2,474	0,538	1,321	1,008	1,555	0,856	1,215	1,096	1,467	0,908

ANEXO III

**Programa Desenvolvido para a Análise de Confiabilidade Realizada
nas Vigas de Concreto Armado.**

I.1 – Programa para cálculo das médias do carregamento (peso próprio e sobrecarga)

O programa abaixo descrito foi desenvolvido com os critérios da NBR 6118 (2007), no programa Matlab v.10. Para os critérios do ACI 318 (2008), foram alteradas as seguintes linhas do programa:

1. linha 58– $\gamma_{\text{amad}} = 1,2$;
2. linha 59– $\gamma_{\text{amal}} = 1,6$;
3. linha 77 , 110, 139 – substituir ‘t_nbr’ por ‘ t_aci’
4. linha 98 – $t_{\text{aci}}(1, \text{contador1}) = 0.75*(0.17*(f_{\text{ck}}^{1/2})+ r_{\text{wfy}})$; %Equação do ACI 318 (2008)
5. linha120 – substituir o nome do arquivo para gravação de ‘108vigasErro.xls’ para ‘108aci’.

```
1 %% VIGAS
2 % Geração e gravação dos resultados para as médias de
3 % sobrecarga, carga permanente e tensão de cisalhamento
4 % utilizando a norma brasileira NBR 6118 (2003).
5 %
6 % Cálculo da Tensão de Cisalhamento MPa
7 % * Parâmetros discretos
8 % "Constantes"
9 % - Largura da viga (mm)
10 % bw = 150;
11 % - Vão de cisalhamento
12 % ad = 2.5;
13 % - Comprimento da viga (mm)
14 % l = 10*d;
15 %
16 % "Variáveis"
17 % - Altura útil da viga (mm)
18 % d = [400 600 750];
19 % - Resistência do concreto (MPa)
20 % fc = [25 45];
```

```

21 % - Taxa de armadura longitudinal (%)
22 % rl = [0.35 0.7 1.4];
23 % - Resistência dos estribos (MPa)
24 % rwfy = [0.76 1.24];
25 %
26 % * Expressão para a Tensão de Cisalhamento, em MPa
27 % t_nbr = 0.09*(fck^(2/3))+ ((0.9/1.15)*rwfy)
28 %
29 % Cálculo das Médias de Sobrecarga/Carga Permanente
30 % * Parâmetros discretos adicionais
31 % "Constantes"
32 % - Coef. de majoração da carga permanente
33 % gamad = 1.4;
34 % - Coef. de majoração da sobrecarga
35 % gamal = 1.4;
36 %
37 %
38 % "Variáveis"
39 % - Razão do carregamento
40 % r = [0.5 1.0 2.0];
41 %
42 % * Expressão para a Média de Sobrecarga
43 %      2*bw*d*t_nbr
44 % msc = -----
45 %      1*(gamad*r/1.05 + gamal)
46 %
47 % * Expressão para a Média de Carga Permanente
48 % mcp = r*msc
49 %
50 %% Definição da função
51 function viga
52
53 %% Definição de parâmetros
54 % Inicialização das constantes

```

```

55  bw = 150;
56  ad = 2.5;
57
58  gamad = 1.4;
59  gamal = 1.4;
60
61  % Inicialização das variáveis
62  vetor_d = [400 600 750];
63  vetor_fck = [25 45];
64  vetor_rl = [0.35 0.7 1.4];
65  vetor_rwfy = [0.76 1.24];
66  vetor_r = [0.5 1.0 2.0];
67
68  %% Prealocação
69  % Análise de dimensão da matriz
70  colunas =...
71      length(vetor_d)*length(vetor_fck)*length(vetor_rl)*length(vetor_rwfy)
72  linhas = length(vetor_r);
73
74  % Inicialização das matrizes e contadores
75  contador1 = 0;
76  contador2 = 0;
77  t_nbr = zeros(1, colunas);
78  t_reg = zeros(1, colunas);
79  msc = zeros(linhas, colunas);
80  mcp = msc;
81
82  %% Cálculo das médias de sobrecarga/carga permanente para cada viga
83  for d = vetor_d
84  for fck = vetor_fck
85  for rl = vetor_rl
86  for rwfy = vetor_rwfy
87
88  contador1 = contador1 + 1;

```



```

89  r = vetor_r;
90
91  % Cálculo da Tensão de cisalhamento solicitante
92  %  $t_{nbr} = V_c + V_{sw}$ 
93  % Na flexão simples,  $V_c = V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d =$ 
94  %  $= 0,6(0,7*(0,3*f_{ck}^{(2/3)})/1,4) * b_w d = 0,09(f_{ck}^{(2/3)})b_w d$ 
95  %
96  %  $V_{sw} = (A_{sw}/s)0,9 d f_{ywd}$  para estribos 90o
97  %  $V_{sw} = (0,9/1,15) r_w f_{yk} b_w d$  (sendo  $r_w = A_{sw} / (b_w s)$ )
98   $t_{nbr}(1, contador1) = 0.09*(f_{ck}^{(2/3)}) + ((0.9/1.15)*r_w f_y);$ 
99   $t_{reg}(1, contador1) = 2.86 - .0028*b_w - .000675*d + .412*r_l + .00702*f_{ck} - .528*ad$ 
100   $+1.4*r_w f_y;$ 
101  for contador2 = 1:length(vetor_r)
102
103  %% Cálculo da Média de Sobrecarga (N/mm)
104  % msc trata-se de uma matriz com três linhas.
105  % Cada linha contém os resultados para cada valor de r.
106  % O mesmo vale para a matriz mcp.
107  r = vetor_r(contador2);
108
109  msc(contador2, contador1) = ...
110   $2*b_w*d*t_{nbr}(contador1)/(10*d)*(gamad.*(r/1.05)+gamal);$ 
111
112  end, end, end, end, end % Fim do laço
113
114  %% Cálculo da Média de Carga permanente (N/mm)
115  r = repmat(vetor_r', 1, colunas);
116  mcp = msc.*r;
117
118  %% Gravação dos dados no Excel
119
120  caminho = 'C:\'; arquivo = '108vigasErro.xls';
121  pasta = 'base'; intervalo = 'B12:I47';
122

```

```

123 % Opção de gravação
124 janela = 'Gravação de dados';
125 pergunta = 'Deseja gravar os dados na planilha?';
126 botao1 = 'Sim'; botao2 = 'Não'; padrao = botao2;
127
128 grava = questdlg(pergunta, janela, botao1, botao2, padrao);
129
130 % Prepara matriz para gravação
131 matriz = ...
132     [t_nbr' t_reg' msc(1,:) mcp(1,:) msc(2,:) mcp(2,:) msc(3,:) mcp(3,:)];
133
134 % Grava matriz, se esta for a opção, e exibe mensagem de confirmação
135 switch grava
136     case 'Sim'
137         status = xlswrite([caminho arquivo], matriz, pasta, intervalo);
138
139     case 'Não'
140         status = -1;
141
142 end
143
144 switch status
145     case 1
146         helpdlg ('Dados gravados com sucesso!', 'MS Excel & MATLAB');
147
148     case 0
149         errordlg('Erro na gravação dos dados.', 'MS Excel & MATLAB');
150
151 end
152 %% Fim do código
153 end
154 %% Fim da função

```

I.2 – Programa para Cálculo do Índice de Confiabilidade via Simulação de Monte Carlo.

Este programa foi desenvolvido para a norma brasileira, NBR 6118 (2007). Para a norma americana, ACI 318 (2008), foram inseridas modificações na variável resistência a compressão do concreto e o nome do arquivo para cópia e gravação dos resultados:

1. linha 67 – Equação: $fc_media = fc_k / (1 - 1.32 * fc_cv)$;
2. linhas 157, 233 e 245 – alterar o nome do arquivo para 108aci.xls

```
%% Simulação de Monte Carlo

%% PARTE 1
% Cálculo da Tensão resistente utilizando fórmula de regressão

%% Preparação
clc, clear, close all
disp('Aguarde...');

amostras = 100000;% número de simulações utilizadas
vazio = zeros(36,amostras);
% 36 vigas submetidas a 3 razões de carregamento = 108 vigas

%% Geração da largura da viga bw (mm)
% Distribuição Normal de deltabw = N(deltabw_media, deltabw_desvio)
% bw = bw_media + deltabw_media
bw_media = 150;
deltabw_media = 1.59;
deltabw_desvio = 6.35;
randn('seed',0)
bw = bw_media + normrnd(deltabw_media, deltabw_desvio, 1, amostras);

%% Geração da altura da viga h (mm)
% Distribuição Normal de deltah = N(deltah_media, deltah_desvio)
```

```

% h = h_media + deltah

% dimensionamento de 3 valores de h_media, partindo de 3 valores definidos
% de d = (400 600 750) mm
% h = d + c + (fi_Estribo + 1/2 fi_Longitudinal)
% h = d + c + 15
% 15 mm = valor esperado da parcela diâmetro do estribo (fi_Estribo)so-
% -mada à metade do diâmetro da armadura longitudinal(fi_Longitudinal)
% h_media + deltah_media = d + c_media + deltac_media + 15
% h_media + 1,59 = d + 30 + 6.35 + .004*h_media + 15
% (1-.004)h_media = d + 49.76

h_media = [451.5663 652.3694 802.9719];
deltah_media = 1.59;
deltah_desvio = 6.35;
randn('seed',1)
h1 = h_media(1) + normrnd(deltah_media, deltah_desvio, 1, amostras);
h2 = h_media(2) + normrnd(deltah_media, deltah_desvio, 1, amostras);
h3 = h_media(3) + normrnd(deltah_media, deltah_desvio, 1, amostras);

%% Geração do cobrimento c (mm)
% Distribuição Normal de deltac = N(deltac_media, deltac_desvio)
% c = c_media + deltac
c_media = 30;
deltac_media = 6.35 + .004*h_media;
deltac_desvio = 4.22;
randn('seed',2)
c1 = c_media + normrnd(deltac_media(1), deltac_desvio, 1, amostras);
c2 = c_media + normrnd(deltac_media(2), deltac_desvio, 1, amostras);
c3 = c_media + normrnd(deltac_media(3), deltac_desvio, 1, amostras);

%% Cálculo da altura útil d (mm)
% 15 mm = valor esperado da parcela diâmetro do estribo somada à metade
% do diâmetro da armadura longitudinal

```

```

d1 = h1 - c1 - 15;
d2 = h2 - c2 - 15;
d3 = h3 - c3 - 15;

%% Geração da resistência a compressão do concreto fc (MPa)
% Distribuição LogNormal de fc = LN(fc_mu, fc_sigma)
fc_k = [25 45];
fc_cv = .1;
fc_media = fc_k/(1-1.65*fc_cv);
fc_desvio = fc_media*fc_cv;

fc_mu1 = log(fc_media(1)^2/((fc_desvio(1)^2 + fc_media(1)^2)^.5));
fc_sigma1 = (log((fc_desvio(1)^2/(fc_media(1)^2) + 1))^.5;

fc_mu2 = log(fc_media(2)^2/((fc_desvio(2)^2 + fc_media(2)^2)^.5));
fc_sigma2 = (log((fc_desvio(2)^2/(fc_media(2)^2) + 1))^.5;

randn('seed', 3)
fc1 = lognrnd(fc_mu1, fc_sigma1, 1, amostras);
fc2 = lognrnd(fc_mu2, fc_sigma2, 1, amostras);

%% Geração da resistência dos estribos rwfy (MPa)
% rw = Aswe /bw.s; Aswe =área do estribo; s =espaçamento entre estribos
% fy = tensão de escoamento do estribo
% Distribuição LogNormal de fy = LN(fy_mu, fy_sigma)
diametro = [5 6.3];% diâmetros do estribo em mm
s = 150;% espaçamento entre os estribos em mm
rw1 = 2*pi*diametro(1)^2./(4*s*bw);
rw2 = 2*pi*diametro(2)^2./(4*s*bw);

fy_k = 500;
fy_cv = .05;
fy_media = fy_k/(1-1.65*fy_cv);
fy_desvio = fy_media*fy_cv;

```

```

fy_mu = log(fy_media^2/((fy_desvio^2 + fy_media^2)^.5));
fy_sigma = (log((fy_desvio^2/(fy_media^2)) + 1))^.5;

randn('seed',4)
fy = lognrnd(fy_mu, fy_sigma, 1, amostras);
rwy1 = rw1.*fy;
rwy2 = rw2.*fy;

%% Gerando a taxa de armadura longitudinal rl (%)
% Dimensionando Asl = rl (%) * bw * d, partindo de valores definidos de
% rl (%)=[0,35 0,7 1,4]e dos 3 valores de d = [400 600 750]

asl = [21000 42000 84000; 31500 6300 126000; 39375 78750 157500];
rl11 = asl(1,1)/(bw.*d1); % rl11 viga c/ d1-rl1
rl12 = asl(1,2)/(bw.*d1); % rl12 viga c/ d1-rl2
rl13 = asl(1,3)/(bw.*d1); % rl13 viga c/ d1-rl3
rl21 = asl(2,1)/(bw.*d2);
rl22 = asl(2,2)/(bw.*d2);
rl23 = asl(2,3)/(bw.*d2);
rl31 = asl(3,1)/(bw.*d3);
rl32 = asl(3,2)/(bw.*d3);
rl33 = asl(3,3)/(bw.*d3);

ad = 2.5; % a/d = vão de cisalhamento / altura útil

%% Cálculo da tensão resistente (MPa) = Tensão por regressão
% % Distribuição Normal de erro_modelo = N(erro_media, erro_desvio)
% t_reg => tensão de cisalhamento obtida por regressão (MPa)
% erro_media => media para o erro do modelo
% erro_desvio => desvio para o erro do modelo
% erro_modelo => erro do modelo (normal)
% Cálculo da incerteza estruturada do modelo
erro_media = 1.01;
erro_desvio = 0.2375;

```

```

randn('seed', 5)
erro_modelo = normrnd(erro_media, erro_desvio, 1, amostras);

% Cálculo da tensão de cisalhamento resistente pela regressão
%  $t_{reg} = + 2.86 - 0.0028 * bw - 0.000675 * d + 0.412 * rl + 0.00702 * fck$ 
%  $- 0.528 * ad + 1.4 * rwfy$ 
%

% Vetorizando conforme a planilha
bw_vetor = repmat(bw,36,1);
d_vetor = [repmat(d1,12,1); repmat(d2,12,1); repmat(d3,12,1)];
rl_vetor = ...
[ repmat([repmat(rl11,2,1); repmat(rl12,2,1); repmat(rl13,2,1)],2,1);
  repmat([repmat(rl21,2,1); repmat(rl22,2,1); repmat(rl23,2,1)],2,1);
  repmat([repmat(rl31,2,1); repmat(rl32,2,1); repmat(rl33,2,1)],2,1) ];
fc_vetor = repmat([repmat(fc1,6,1); repmat(fc2,6,1)], 3, 1);
ad_vetor = repmat(ad,36,amostras);
rwfy_vetor = repmat([rwfy1; rwfy2], 18, 1);
erromodelo_vetor = repmat(erro_modelo,36,1);

% Cálculo através da regressão com incerteza agregada
t_r = (repmat(2.86, 36, amostras)...
  -.0028*bw_vetor -.000675*d_vetor...
  +.412*rl_vetor +.00702*fc_vetor...
  -.528*ad_vetor +1.4*rwfy_vetor).* erromodelo_vetor;

%% PARTE 2
% Cálculo da tensão solicitante

%% Importação da matriz das medias de sc e cp com r = [.5 1 2]
caminho = 'C:\'; arquivo = '108vigasErro.xls';
pasta = 'base'; intervalo = 'D12:I47';

matriz_bd = xlsread([caminho arquivo], pasta, intervalo);

```

```

sc05_media = matriz_bd(:,1); cp05_media = matriz_bd(:,2);
sc10_media = matriz_bd(:,3); cp10_media = matriz_bd(:,4);
sc20_media = matriz_bd(:,5); cp20_media = matriz_bd(:,6);

%% Geração da variável sobrecarga sc (N/mm)
% Distribuição de GUMBEL de sc G(sc_mu,sc_sigma)
sc_cv = .25;
sc05_desvio = sc05_media*sc_cv;
sc10_desvio = sc10_media*sc_cv;
sc20_desvio = sc20_media*sc_cv;

sc05_sigma = .7794*sc05_desvio;
sc10_sigma = .7794*sc10_desvio;
sc20_sigma = .7794*sc20_desvio;

sc05_mu = sc05_media-.5772*sc05_sigma;
sc10_mu = sc10_media-.5772*sc10_sigma;
sc20_mu = sc20_media-.5772*sc20_sigma;

rand('seed',1)
sc_05 = vazio;
sc_10 = vazio;
sc_20 = vazio;

for i = 1:36
sc_05(i,:) = gevrnd(0, sc05_sigma(i), sc05_mu(i), 1, amostras);
sc_10(i,:) = gevrnd(0, sc10_sigma(i), sc10_mu(i), 1, amostras);
sc_20(i,:) = gevrnd(0, sc20_sigma(i), sc20_mu(i), 1, amostras);
end, clear i

%% Geração da variável carga permanente cp (N/mm)
% Distribuição Normal de cp N(cp_media, cp_desvio)
cp_cv = .1;
cp05_desvio = cp05_media*cp_cv;

```



```

cp20_desvio = cp10_media*cp_cv;
cp10_desvio = cp20_media*cp_cv;

randn('seed',6)
cp_05 = vazio;
cp_10 = vazio;
cp_20 = vazio;

for i = 1:36
cp_05(i,:) = normrnd(cp05_media(i), cp05_desvio(i), 1, amostras);
cp_10(i,:) = normrnd(cp10_media(i), cp10_desvio(i), 1, amostras);
cp_20(i,:) = normrnd(cp20_media(i), cp20_desvio(i), 1, amostras);
end, clear i

%% Cálculo da tensão solicitante MPa(=N/mm2)
% l = 10*d_vetor; comprimento da viga em mm = 10*d

t_s05 =(10*d_vetor).*(sc_05+cp_05)./(2*bw_vetor.*d_vetor);
t_s10 =(10*d_vetor).*(sc_10+ cp_10)./(2*bw_vetor.*d_vetor);
t_s20 = (10*d_vetor).*(sc_20+cp_20)./(2*bw_vetor.*d_vetor);

%% PARTE 3
% Análise de Confiabilidade

%% Influência dos Parâmetros
% Condição de Falha por razão de carregamento
falha05 = t_s05 > t_r;
falha10 = t_s10 > t_r;
falha20 = t_s20 > t_r;

% Número de falhas por razão de carregamento
falha05_viga = sum(falha05)';
falha10_viga = sum(falha10)';
falha20_viga = sum(falha20)';

```

```

probF05 = falha05_viga/amostras;
probF10 = falha10_viga/amostras;
probF20 = falha20_viga/amostras;

caminho = 'C:\'; arquivo = '108vigasErro.xls';
pasta = 'base'; intervalo = 'ai12:ak47';

matriz = [probF05, probF10, probF20];

xlswrite([caminho arquivo], matriz, pasta, intervalo);

% Índice de confiabilidade beta
beta05 = -norminv(falha05_viga/amostras);
beta10 = -norminv(falha10_viga/amostras);
beta20 = -norminv(falha20_viga/amostras);

caminho = 'C:\'; arquivo = '108vigasErro.xls';
pasta = 'base'; intervalo = 'am12:ao47';

matriz = [beta05, beta10, beta20];

xlswrite([caminho arquivo], matriz, pasta, intervalo);

```