

WAGNER CARVALHO SANTIAGO

**ESTUDO DA (NÃO-)CONFORMIDADE DE CONCRETOS
PRODUZIDOS NO BRASIL E SUA INFLUÊNCIA NA
CONFIABILIDADE ESTRUTURAL**

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof^o. Dr. André Teófilo Beck

Versão corrigida. Versão Original disponível na Escola de Engenharia de São Carlos, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas.

São Carlos

2011

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

S235e Santiago, Wagner Carvalho
Estudo da (não-) conformidade de concretos produzidos
no Brasil e sua influência na confiabilidade estrutural /
Wagner Carvalho Santiago ; orientador André Teófilo
Beck.-- São Carlos, 2011.

Dissertação (Mestrado - Programa de Pós-Graduação em
Engenharia de Estruturas) -- Escola de Engenharia de São
Carlos da Universidade de São Paulo.

1. Não-conformidade da resistência do concreto. 2.
Estruturas de concreto. 3. Segurança das estruturas. 4.
Confiabilidade das estruturas. 5. Pilares curtos. 6.
Compressão simples. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **WAGNER CARVALHO SANTIAGO**

Título da dissertação: "Estudo da (não-) conformidade de concretos produzidos no Brasil e sua influência na confiabilidade estrutural".

Data da defesa: 20/12/2011:

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. **André Teófilo Beck (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Resultado:

APROVADO

Profª. Associada **Ana Lúcia Homae de Cresce El Debs**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Titular **Fernando Rebouças Stuechi**
(Escola Politécnica/USP)

APROVADO

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas):

Profª. Associada **Ana Lúcia Homae de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Associado **Paulo Cesar Lima Segantine**

À Deus,
aos meus pais e
ao meu irmão

AGRADECIMENTOS

À Deus, pelo dom da vida, pela proteção e por sempre guiar meus passos.

Ao meu pai, Antônio Felipe, pelo companheirismo e dedicação.

À minha mãe, Evanildes, que, através do seu exemplo, ensinou-me a lutar com energia e determinação.

Ao meu irmão, Rômulo, pelo carinho e amizade.

Ao meu orientador, André Teófilo Beck, pela excelente orientação, sendo sempre presente, prestativo e paciente.

Aos engenheiros Antonio Nereu Cavalcanti Filho, Cesar Pinto, Jano D´Araujo Coelho, Luiz Felipe Ferreira Mello, Marcos Carnáuba, Renato Trindade, Otávio Luiz do Nascimento, Egydio Herve Neto e Ubiracy de Albuquerque Cavalcanti que colaboraram com dados que foram fundamentais para a realização deste trabalho.

Aos vários amigos do departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, pelos dias de estudo e pelos momentos de descontração.

Ao CNPq pela bolsa concedida.

RESUMO

SANTIAGO, W. C. **Estudo da (Não-)Conformidade de Concretos Produzidos no Brasil e sua Influência na Confiabilidade Estrutural**. 2011. 107 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

Este trabalho apresenta um estudo da (não-)conformidade dos concretos estruturais produzidos no Brasil, bem como uma investigação da segurança de pilares curtos de concreto armado submetidos à compressão simples levando em conta a influência da (não-)conformidade da resistência do concreto. Esta investigação tem como base ensaios de resistência de mais de seis mil corpos-de-prova de diferentes localidades do Brasil. Estes ensaios mostram que parte significativa dos concretos atualmente produzidos no Brasil não atinge a resistência característica (f_{ck}) especificada em projeto. Como resultado, estes concretos deveriam ser considerados não-conformes e medidas de mitigação deveriam ser aplicadas. O trabalho investiga ainda o impacto da não-conformidade dos concretos produzidos no Brasil na confiabilidade de pilares curtos de concreto armado submetidos a compressão simples, quando medidas de reforço e recuperação não são adotadas. Para refletir o universo de condições de projeto, na análise de confiabilidade são consideradas quatro classes de resistência do concreto, quinze valores de razão de carregamento e três valores de taxa geométrica de armadura. O trabalho revela uma redução significativa da confiabilidade dos pilares curtos em função da não-conformidade dos concretos. Estes resultados reforçam a necessidade de um controle rigoroso no recebimento do concreto, bem como na fiscalização das medidas de mitigação no caso dos concretos não-conformes.

Palavras-Chave: Não-conformidade da resistência do concreto, estruturas de concreto, segurança das estruturas, confiabilidade das estruturas, pilares curtos, compressão simples.

ABSTRACT

SANTIAGO, W. C. **A Study of Brazilian Concrete Strength (Non)Compliance and its Effects on Structural Reliability.** 2011. 107 p. Dissertation (M. Sc.) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

This paper presents a study of the strength (non-)compliance of structural concretes produced in Brazil, and an investigation of the safety of short reinforced concrete columns subjected to axial compression considering the influence of concrete strength (non-)compliance. The investigation is based on experimental results of over six thousand concrete samples from different parts of Brazil. Results show that a significant part of these concretes do not reach the characteristic strength specified in design. As a consequence, these concretes should be considered non-compliant, and mitigation measures should be adopted. The study also investigates the impact of concrete strength non-compliance on the reliability of short columns subject to axial compression, when mitigation measures are not adopted. In order to reflect different design conditions, four classes of concrete strength, fifteen load ratios and three reinforcement ratios are considered. The study reveals that concrete strength non-compliance significantly reduces the reliability of short columns. These results stress the necessity of a rigorous control of concrete deliveries, and the importance of a rigorous control of the mitigation actions, in case of concrete strength non-compliance.

Keywords: Non-compliance of concrete strength, concrete structures, structural safety, structural reliability, short columns, axial compression.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 2.1 – Comportamento do concreto e de seus constituintes (Baseado em MEHTA; MONTEIRO, 2008). | 29 |
| Figura 2.2 – Fases Constituintes do concreto no estado endurecido (Adaptado de MEHTA; MONTEIRO, 2008). | 30 |
| Figura 2.3 – Partícula (Adaptado de COSTA; CARVALHO; BORDADO; NUNES 2008). | 32 |
| Figura 2.4 – Microscopia eletrônica da matriz pasta de cimento (Adaptado de MEHTA; MONTEIRO, 2008) | 33 |
| Figura 2.5 – Microscopia eletrônica da zona de transição (Adaptado de DAL MOLIN, 1995) | 34 |
| Figura 2.6 – Concentração de tensões de tração no entorno de uma falha pré-formada (Adaptado de HANAI et al, 2005)..... | 35 |
| Figura 2.7 – Formação de uma superfície de fratura no concreto em decorrência da aplicação de forças de tração (Adaptado de HANAI et al, 2005). | 35 |
| Figura 2.8 – Concentração de tensões de compressão no entorno de uma falha pré-formada (Adaptado de HANAI et al, 2005)..... | 36 |
| Figura 2.9 – Fraturamento do concreto submetido a forças de compressão (Adaptado de HANAI et al, 2005)..... | 36 |
| Figura 2.10 – Comportamento típico do concreto submetido á compressão axial (Modificado de MEHTA; MONTEIRO, 2008 | 38 |
| Figura 2.11 – Influência da resistência à compressão do concreto no diagrama de tensão-deformação (MacGREGOR, 1992)..... | 38 |
| Figura 2.12 – Diagrama de tensão-deformação idealizado (Modificado da NBR 6118:2004)..... | 39 |
| Figura 2.13 – Domínios de deformação (NBR 6118:2004) | 41 |
| Figura 2.14 – Esquema de uma curva de inchamento | 48 |

| | |
|---|----|
| Figura 2.15 – Significado da resistência à compressão do concreto obtida através do controle do concreto (HELENE; TERZIAN, 1992) | 49 |
| Figura 2.16 – Frequência de distribuição dos valores de resistência e distribuição normal correspondente (Adaptado do ACI 214, 2002) | 50 |
| Figura 2.17 – Curvas de distribuições normais para diferentes desvios-padrão (Adaptado do ACI 214, 2002). | 50 |
| Figura 2.18 – Ruína de uma estrutura em decorrência da ruptura de um pilar (KIMURA, 2010) | 52 |
| Figura 2.19 – Comprimento de flambagem (Modificado de SCADELAI, 2004) | 53 |
| Figura 2.20 – Distâncias l_0 e l (Modificado de SCADELAI, 2004)..... | 54 |
| Figura 2.21 – Classificação dos pilares segundo à localização (Modificado de FUSCO, 1981)..... | 57 |
| Figura 2.22 – Curva ou diagrama de interação (Modificado de FUSCO, 1981)..... | 58 |
| Figura 2.23 – Exemplo de um ábaco de dimensionamento (VENTURINI, 1987)..... | 60 |
| Figura 2.24 – Definição de uma variável aleatória..... | 61 |
| Figura 2.25 – Ilustração da probabilidade de falha (P_f) (Adaptado de ANG; TANG, 1984)..... | 66 |
| Figura 2.26 – Função de densidade de probabilidades $f_M(m)$ da margem de segurança (Adaptado de ANG; TANG, 1984). | 67 |
| Figura 2.27 – Interpretação geométrica do índice de confiabilidade (β). | 70 |
| Figura 3.1 – Locais de origem dos dados | 73 |
| Figura 3.2 – Percentual dos dados em relação às regiões geográficas | 75 |
| Figura 3.3 – Resultados obtidos por simulação de um concreto C30 conforme | 76 |
| Figura 3.4 – Comparação entre histograma (e funções de distribuição) dos concretos reais (linha contínua) e dos concretos ditos conformes (linha tracejada) | 79 |
| Figura 3.5 – Resumo dos dados sobre os concretos atualmente produzidos no país..... | 80 |
| Figura 4.1 – Índices de confiabilidade em função da razão de carregamento L_n/D_n e da classe do concreto | 88 |

| | |
|---|----|
| Figura 4.2 – Índices de confiabilidade para a classe C20 em função da razão de carregamento L_n/D_n | 90 |
| Figura 4.3 – Índices de confiabilidade para a classe C30 em função da razão de carregamento L_n/D_n | 91 |
| Figura 4.4 – Índices de confiabilidade para a classe C40 em função da razão de carregamento L_n/D_n | 92 |
| Figura 4.5 – Índices de confiabilidade para a classe C50 em função da razão de carregamento L_n/D_n | 93 |
| Figura 4.6 – Coeficientes de sensibilidade para $\rho = \rho_{\min}$ em função da razão de carregamento L_n/D_n | 96 |
| Figura 4.7 – Coeficientes de sensibilidade para $\rho = 2,0\%$ em função da razão de carregamento L_n/D_n | 97 |
| Figura 4.8 – Coeficientes de sensibilidade para $\rho = \rho_{\max}$ em função da razão de carregamento L_n/D_n | 98 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 2.1 – Influência dos materiais na variabilidade do concreto (GIAMMUSSO, 1995)..... | 44 |
| Tabela 2.2 – Desvio-padrão em função das condições de preparo (NBR 12655, 2006) | 47 |
| Tabela 2.3 – Índice de confiabilidade alvo para o estado limite último (Adaptado de JCSS, 2001)..... | 71 |
| Tabela 2.4 – Índice de confiabilidade alvo para o estado limite de serviço (Adaptado de JCSS, 2001)..... | 71 |
| Tabela 3.1 – Quantificação dos corpos de prova por classe de resistência..... | 74 |
| Tabela 3.2 – Resumo das informações sobre os concretos por região..... | 78 |
| Tabela 3.3 – Percentual de amostras não-conformes por classe de resistência do concreto | 80 |
| Tabela 3.4 – Resumo das informações sobre os concretos atualmente produzidos no país | 81 |
| Tabela 3.5 – Coeficiente de segurança equivalente para cada classe de resistência do concreto..... | 82 |
| Tabela 4.1 – Variáveis aleatórias de resistência | 84 |
| Tabela 4.2 – Variáveis aleatórias de solicitação..... | 86 |
| Tabela 4.3 – Menores e maiores valores registrados para o índice de confiabilidade | 94 |

LISTA DE SÍMBOLOS

| | |
|------------------|--|
| A | Área da seção transversal do pilar |
| A_c | Área de concreto da seção transversal do pilar |
| A_s | Área de aço na seção transversal do pilar |
| e_1/h | Excentricidade relativa de primeira ordem |
| E | Experimento |
| $E[x]$ | Média de uma variável aleatória |
| f_c | Resistência do concreto à compressão |
| f_{cd} | Resistência de cálculo do concreto à compressão |
| f_{cj} | Resistência média do concreto à compressão prevista para a idade j em dias |
| f_{ck} | Resistência característica do concreto à compressão |
| $f_{ck,projeto}$ | Resistência característica do concreto à compressão no projeto |
| f_{ckest} | Valor estimado da resistência característica do concreto |
| f_{cm} | Resistência média do concreto à compressão |
| f_s | Resistência do aço |
| $f_X(x)$ | Função de densidade de probabilidades |
| $F_X(x)$ | Função de distribuição acumulada de probabilidades |
| f_{yd} | Resistência de cálculo do aço |
| $g(x)$ | Equação de estado limite |
| i | Raio de giração |

| | |
|----------------|---|
| I | Momento de inércia |
| l | Distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado |
| l_e | Comprimento de flambagem |
| l_0 | Distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar |
| M_{Rd} | Momento fletor último |
| M_{Sd} | Momento fletor solicitante |
| N_{Rd} | Força normal última |
| N_{Sd} | Força normal solicitante |
| P_f | Probabilidade de falha |
| $Var[x]$ | Variância de uma variável aleatória |
| $X(w)$ | Variável aleatória |
| w | Elemento de um espaço amostral |
| α | Coefficiente de sensibilidade |
| α_b | Coefficiente que depende da distribuição do momento no pilar |
| β | Índice de confiabilidade |
| β_{alvo} | Índice de confiabilidade alvo |
| γ_c | Coefficiente de segurança do concreto |
| γ_D | coeficiente de majoração da ação permanente dado pela NBR 8681:2003 |
| γ_L | coeficiente de majoração da ação variável dado pela NBR 8681:2003 |
| ϵ_c | Deformação no concreto |

| | |
|------------------|--|
| ϵ_{ccu} | Deformação última do concreto |
| ϵ_{cd} | Deformação última de cálculo do concreto |
| ϵ_{su} | Deformação última da armadura |
| ϵ_{sd} | Deformação última de cálculo da armadura |
| λ | Índice de esbeltez |
| λ_1 | Índice de esbeltez limite |
| μ | Momento fletor adimensional |
| ν | Força normal adimensional |
| ρ | Taxa de armadura |
| σ | Desvio-padrão |
| σ_c | Tensão no concreto |
| σ_d | Desvio-padrão de dosagem |
| ω | Taxa mecânica de armadura |
| Ω | Espaço amostral |

SUMÁRIO

| | |
|---|-----------|
| 1. INTRODUÇÃO | 25 |
| 1.1 Considerações Iniciais..... | 25 |
| 1.2 Objetivos | 26 |
| 1.3 Justificativas | 26 |
| 1.4 Metodologia..... | 27 |
| 1.5 Organização da Dissertação | 27 |
| 2. REVISÃO DE LITERATURA | 29 |
| 2.1 Concreto Estrutural | 29 |
| 2.1.1 Microestrutura | 30 |
| 2.1.2 Comportamento Resistente..... | 34 |
| 2.1.3 Correção da Resistência à Compressão | 37 |
| 2.1.4 Diagrama Tensão-Deformação | 37 |
| 2.1.5 Estado Limite Último..... | 39 |
| 2.2 Variabilidade da Resistência à Compressão do Concreto | 42 |
| 2.2.1 Variabilidade no Processo de Produção..... | 43 |
| 2.2.2 Resistência de Dosagem..... | 46 |
| 2.2.3 Controle..... | 48 |
| 2.3 Pilares | 51 |
| 2.3.1 Características Geométricas | 52 |
| 2.3.2 Classificação | 56 |
| 2.3.3 Curva ou Diagrama de Interação | 58 |
| 2.3.4 Ábacos de Dimensionamento..... | 59 |
| 2.4 Confiabilidade Estrutural | 61 |
| 2.4.1 Variáveis Aleatórias..... | 61 |

| | |
|---|------------|
| 2.4.2 Função de Distribuição Acumulada de Probabilidades..... | 62 |
| 2.4.3 Função de Densidade de Probabilidades | 62 |
| 2.4.4 Média e Variância de uma Variável Aleatória | 63 |
| 2.4.5 Incertezas em Projetos de Engenharia Estrutural..... | 63 |
| 2.4.6 Teoria de Confiabilidade Estrutural..... | 65 |
| 2.4.7 Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM) | 69 |
| 2.4.8 Índice de Confiabilidade alvo (β_{alvo}) | 71 |
| 3. CONCRETOS PRODUZIDOS NO BRASIL | 73 |
| 3.1 Origem dos Dados..... | 73 |
| 3.2 Divisão dos Dados..... | 74 |
| 3.3 Tratamento dos Dados | 76 |
| 3.4 Resultados..... | 78 |
| 4. CONFIABILIDADE DE PILARES CURTOS SUBMETIDOS À COMPRESSÃO SIMPLES..... | 83 |
| 4.1 Formulação do Problema..... | 83 |
| 4.1.1 Variáveis de Resistência..... | 84 |
| 4.1.2 Variáveis de Solicitação..... | 85 |
| 4.1.3 Taxa Geométrica de Armadura..... | 86 |
| 4.1.4 Equação de Estado Limite | 87 |
| 4.2 Resultados da Análise de Confiabilidade..... | 87 |
| 5. CONCLUSÕES | 99 |
| 5.1 Conclusões Gerais..... | 99 |
| 5.2 Conclusões da Análise Estatística dos Dados..... | 99 |
| 5.3 Conclusões da Análise de Confiabilidade..... | 100 |
| 5.4 Trabalhos Futuros..... | 101 |
| REFERÊNCIAS | 103 |

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

Os concretos que hoje chegam aos canteiros de obras do Brasil nem sempre alcançam a resistência à compressão preconizada no projeto estrutural. A não-conformidade da resistência destes concretos resulta, naturalmente, em estruturas cujo nível de segurança não é mais aquele previsto em norma.

A polêmica dos concretos não-conformes hoje permeia quase toda cadeia produtiva da indústria da construção civil e envolve construtoras, centrais dosadoras, projetistas e empresas de controle tecnológico.

Os concretos que não apresentam conformidade em sua resistência refletem em perdas econômicas que vão além daquelas relacionadas à execução de eventuais reforços estruturais. Na verdade, muitas perdas estão também ligadas ao tempo perdido e ao comprometimento da imagem das empresas envolvidas.

A importância do assunto se reflete na ocorrência de eventos destinados à sua discussão – mesa-redonda “resistência de concreto: sua obra está segura?” promovida pelo SINDUSCON-BA no dia 18 de maio de 2010 na cidade de Salvador – e na criação de grupos destinados ao seu estudo – “comitê técnico sobre conformidade do concreto” da ABECE.

No que se refere à segurança das estruturas, tem-se que a baixa resistência do concreto deve ser vista com maior cautela quando afeta pilares, uma vez que pilares são elementos estruturais em que as forças normais de compressão são preponderantes.

Quando da ocorrência de concretos com resistência à compressão inferior àquela estabelecida em projeto, normalmente é feita uma restrição da utilização da estrutura ou, em casos extremos, é feito um reforço estrutural do elemento comprometido.

1.2 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo geral estudar a conformidade dos concretos atualmente produzidos no Brasil e analisar a sua influência na confiabilidade estrutural. Desta maneira, este trabalho visa entender o quanto a variação da resistência apresentada pelos concretos atualmente produzidos no país influi na segurança das estruturas.

A avaliação da probabilidade de que estruturas não falhem em atender aos objetivos para os quais foram projetadas durante sua vida útil será feita com base na ocorrência de pilares executados com os concretos atualmente produzidos no território nacional.

Portanto, este trabalho visa estudar as principais questões relacionadas à confiabilidade de estruturas que, não muito distantes da realidade, contam com pilares moldados com concreto com resistência à compressão inferior àquela especificada no projeto estrutural.

1.3 Justificativas

A não-conformidade da resistência dos concretos entregues em obras de todo o Brasil está gerando discussões cada vez mais frequentes no meio técnico. Frente a este cenário, se faz necessário investigar essa questão que até o momento vem sendo tratada de maneira, prioritariamente, qualitativa.

Nota-se que tais discussões se devem ao fato de que a ocorrência de concretos com resistência não-conforme resulta em perdas econômicas que incluem a necessidade de reavaliação do projeto estrutural, extração e ensaio de testemunhos, execução de eventuais reforços estruturais e até demolição e reconstrução do elemento.

Este trabalho se mostra relevante, justamente, porque visa entender a questão da não-conformidade da resistência dos concretos atualmente produzidos no país e sua respectiva influência na segurança das estruturas atuais.

1.4 Metodologia

O trabalho será dividido em duas etapas interdependentes: a primeira consiste em fazer o tratamento estatístico de corpos-de-prova cilíndricos de concreto moldados *in loco* e originários de obras de algumas partes do Brasil, enquanto a segunda consiste em aferir o impacto da não-conformidade da resistência destes concretos na redução da confiabilidade de pilares curtos submetidos à compressão simples.

A teoria de confiabilidade estrutural é utilizada para analisar o impacto dos concretos não-conformes na segurança das estruturas de concreto armado produzidas no Brasil. O estudo consiste na determinação do índice de confiabilidade de pilares curtos devidamente dimensionados, mas produzidos com os concretos entregues por concreteiras brasileiras nos canteiros de obra do país, parte significativa dos quais apresenta resistência não-conforme.

A análise de confiabilidade é feita levando em conta a influência da taxa geométrica de armadura do pilar, bem como a razão entre ações variáveis e ações permanentes. Por outro lado, não é levado em consideração o efeito do confinamento promovido pelos estribos dos pilares. A análise é realizada para quatro classes de resistência do concreto – C20, C30, C40 e C50 – com a finalidade de avaliar se a não-conformidade da resistência do concreto influencia de maneira distinta a segurança de pilares confeccionados com concretos de diferentes classes.

1.5 Organização da Dissertação

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre os principais assuntos envolvidos no trabalho. Neste capítulo, são abordados conceitos e informações importantes para o pleno desenvolvimento da dissertação.

No capítulo 3, os dados que subsidiam o trabalho são organizados e tratados sob a perspectiva da estatística. O capítulo 3 traz, ainda, uma comparação entre os concretos ditos conformes e os concretos reais.

O capítulo 4 apresenta uma avaliação da segurança de pilares curtos de concreto armado submetidos à compressão simples levando em consideração a influência da não-conformidade da resistência do concreto.

No capítulo 5, por sua vez, são apresentadas as principais considerações sobre os resultados encontrados.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Concreto Estrutural

O concreto é, sem sombra de dúvidas, o material de construção mais amplamente utilizado no mundo e isso decorre de três razões básicas: consistência plástica no estado fresco que lhe permite assumir variadas formas, boa resistência à ação da água e baixo custo de fabricação (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

O concreto é um material compósito formado por um meio aglomerante no qual estão aglutinados os agregados. O aglomerante, normalmente, é resultado da mistura de cimento hidráulico e água.

O concreto costuma apresentar comportamento mecânico intermediário entre o apresentado pelos agregados empregados em sua confecção e pela pasta de cimento hidratada, conforme ilustra a Figura 2.1.

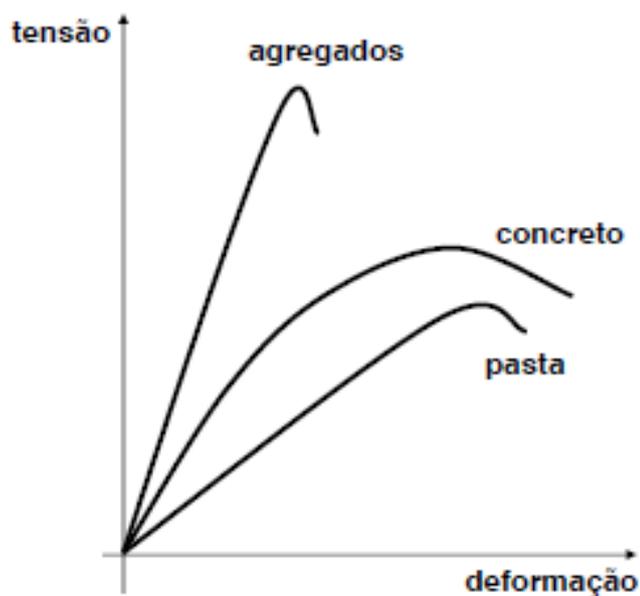


Figura 2.1 – Comportamento do concreto e de seus constituintes (Baseado em MEHTA; MONTEIRO, 2008).

2.1.1 Microestrutura

A microestrutura do concreto endurecido é formada por três fases – agregado, zona de transição e pasta de cimento – que são responsáveis por propriedades como resistência à compressão, módulo de elasticidade, ductibilidade, tenacidade, durabilidade, entre outras. A Figura 2.2 apresenta de maneira esquemática as três fases que integram o concreto no estado endurecido.

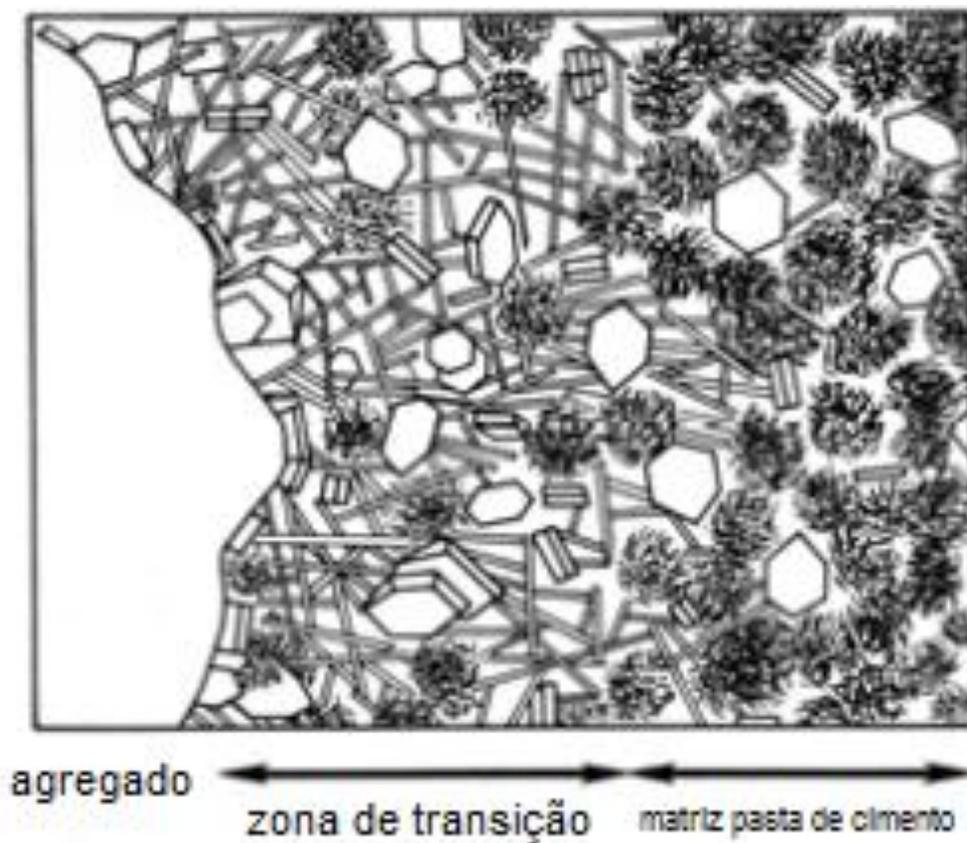


Figura 2.2 – Fases Constituintes do concreto no estado endurecido (Adaptado de MEHTA; MONTEIRO, 2008).

a) Agregado

Agregado é o material granular, sem forma e volume definidos, que de acordo com sua dimensão pode ser dividido em dois grandes grupos: agregado miúdo e agregado graúdo.

Segundo a NBR 7211:2005, “agregado miúdo é aquele cujos grãos passam pela peneira com abertura de malha de 4,75mm e ficam retidos na peneira com abertura de malha de 150 μ m em ensaios realizados de acordo com a ABNT NBR NM 248, com peneiras definidas pela ABNT NBR NM ISO 3310-1”.

A NBR 7211:2005 define que “agregado graúdo é aquele cujos grãos passam pela peneira com abertura de malha de 75mm e ficam retidos na peneira com abertura de malha de 4,75mm em ensaios realizados de acordo com a ABNT NBR NM 248, com peneiras definidas pela ABNT NBR NM ISO 3310-1”.

O agregado, seja ele miúdo ou graúdo, pode ser obtido diretamente da natureza (a exemplo da areia e da rocha britada), de processos industriais (a exemplo das argilas expandidas) ou do reaproveitamento de rejeitos urbanos e industriais (a exemplo da escória de alto forno).

O agregado é a fase responsável por conferir ao concreto no estado endurecido algumas propriedades como módulo de elasticidade, estabilidade dimensional, massa unitária etc.

Mesmo normalmente sendo mais resistente que as demais fases que integram o concreto estrutural, a fase agregado não costuma influenciar diretamente a resistência do concreto convencional.

A dimensão e forma do agregado graúdo podem afetar a resistência do concreto de maneira indireta. Agregados grandes e/ ou achatados costumam acumular água de exsudação o que resulta no enfraquecimento de sua ligação com a pasta de cimento (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

É importante salientar que o agregado deve apresentar resistência superior à resistência normal do concreto, uma vez que as tensões reais nos pontos de contato das partículas individuais com o concreto podem ser maiores que a tensão de compressão aplicada (NEVILLE, 1988).

b) Pasta de cimento

A pasta de cimento hidratado é uma reunião relativamente heterogênea de partículas, filmes, microcristais e elementos sólidos, ligados por uma massa porosa contendo, em seu estado primitivo, porções com alguns vazios e soluções.

O cimento portland é constituído por quatro compostos principais: silicato bicálcico (C_2S), silicato tricálcico (C_3S), aluminato tricálcico (C_3A) e aluminoferrato tetracálcico (C_4AF), os quais respondem por cerca de 90% de sua massa. A Figura 2.3 ilustra uma partícula de cimento.

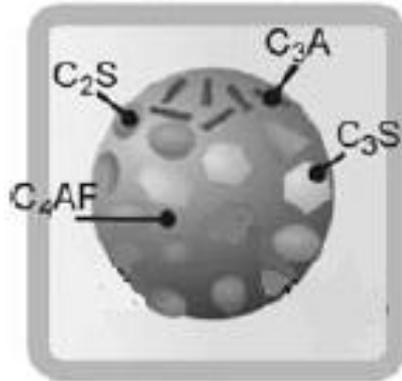


Figura 2.3 – Partícula (Adaptado de COSTA; CARVALHO; BORDADO; NUNES 2009).

Quando em contato com a água, os compostos anidros de cimento formam compostos hidratados que originam cristais cujas fibras se entrelaçam com o avanço do processo de hidratação.

Para efeito de estudo, o processo de hidratação do cimento pode ser dividido em três etapas:

- 1ª etapa – dissolução do gesso e início da hidratação dos silicatos de cálcio e dos aluminatos de cálcio;
- 2ª etapa – formação dos cristais de etringita ($C_3A_3CS.H_{32}$), do monossulfoalumínio ($C_3A_3CS.H_{12}$) e dos aluminatos hidratados do tipo C_4AH_x ;
- 3ª etapa – formação de monossulfatos hidratados a partir da decomposição de cristais instáveis de etringita.

A Figura 2.4 apresenta uma imagem ampliada da matriz pasta de cimento já com os monossulfatos hidratados e com os cristais remanescentes de etringita.

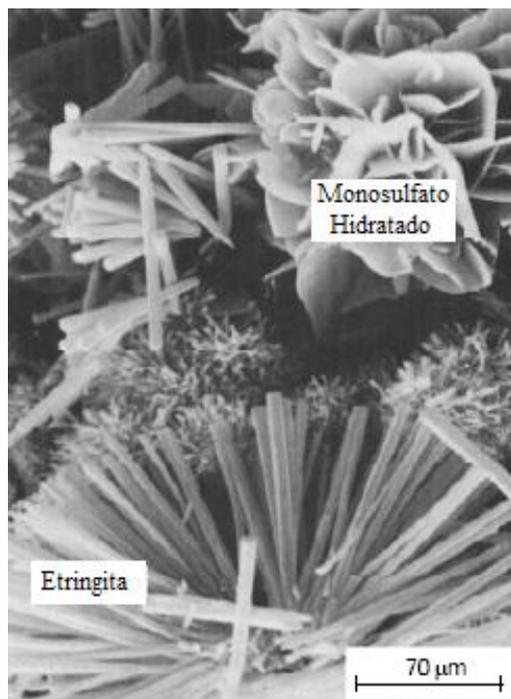


Figura 2.4 – Microscopia eletrônica da matriz pasta de cimento (Adaptado de MEHTA; MONTEIRO, 2008).

A pasta de cimento é a fase que mais influencia a durabilidade do concreto, já que a durabilidade é uma propriedade que está fortemente associada à permeabilidade da pasta de cimento hidratado.

c) Zona de transição

A zona de transição é a porção da pasta de cimento em contato com o agregado. A espessura e as características desta zona variam de acordo com os componentes da pasta e do agregado.

Farran (1956) foi quem primeiro estudou a zona de transição entre a pasta de cimento hidratado e o agregado. Ele imaginou duas formas de aderência entre as duas fases sólidas:

- 1ª forma – aderência por rugosidade superficial do agregado;
- 2ª forma – aderência entre os cristais resultantes da hidratação do cimento e os cristais do agregado.

A zona de transição é uma região que apresenta maior porosidade. Nela são formados cristais de hidróxido de cálcio (CH) com grandes dimensões que

costumam apresentar uma orientação preferencial em relação à superfície do agregado (Figura 2.5).



Figura 2.5 – Microscopia eletrônica da zona de transição (Adaptado de DAL MOLIN, 1995).

Enquanto a pasta de cimento é considerada como um meio isotrópico, a zona de transição é considerada como um meio fortemente anisotrópico. A textura da zona de transição a torna mais frágil que o resto da pasta de cimento.

Sempre que o concreto é submetido a alguma ação mecânica, forma-se uma concentração de tensões na zona de transição. Isso faz com que a zona de transição seja o local onde aparecem as primeiras fissuras no concreto.

A resistência da zona de transição costuma ser afetada pelos seguintes fatores: volume de vazios capilares, quantidade de cristais de hidróxido de cálcio e presença de microfissuras.

A zona de transição é a fase responsável por limitar a resistência do concreto. Ela é, também, responsável por afetar a rigidez e durabilidade do material.

2.1.2 Comportamento Resistente

O concreto é um material com comportamento tipicamente não-linear e sujeito a deformações de caráter visco-plástico. Isso significa que o diagrama de tensão-deformação do concreto é não-linear.

No concreto existem microfissuras pré-formadas na pasta de cimento que causam um enfraquecimento do material. A Figura 2.6 apresenta como as tensões se concentram no entorno de uma microfissura pré-formada, quando da aplicação de uma força de tração.

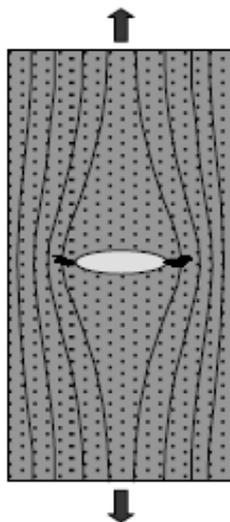


Figura 2.6 – Concentração de tensões de tração no entorno de uma falha pré-formada (Adaptado de HANAI et al, 2005).

A Figura 2.6 mostra que as linhas que indicam a direção das tensões de tração tendem a desviar da microfissura, provocando uma concentração de tensões. Com o aumento da intensidade da força aplicada, a concentração de tensões aumenta resultando no crescimento da microfissura (HANAI et al, 2005).

Em um estágio mais avançado de danificação do concreto, as microfissuras se conectam no espaço tridimensional e formam uma superfície de fratura, conforme ilustra a Figura 2.7.

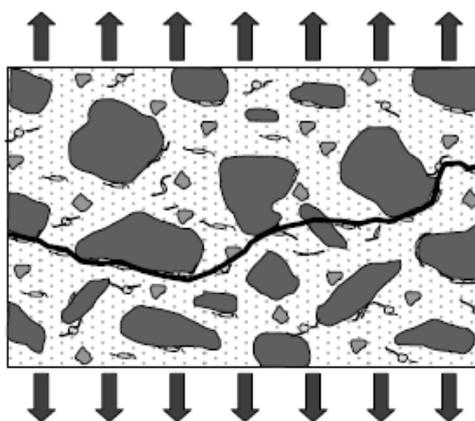


Figura 2.7 – Formação de uma superfície de fratura no concreto em decorrência da aplicação de forças de tração (Adaptado de HANAI et al, 2005).

A Figura 2.8 ilustra uma microfissura pré-formada em uma pasta de cimento submetida a uma força de compressão. A microfissura é representada no desenho por uma elipse com o eixo maior inclinado (HANAI et al, 2005).

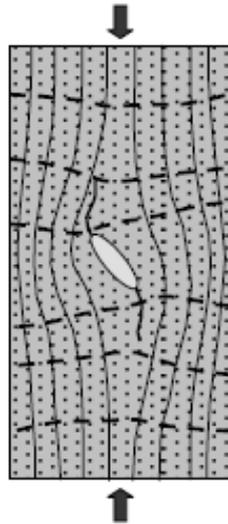


Figura 2.8 – Concentração de tensões de compressão no entorno de uma falha pré-formada (Adaptado de HANAI et al, 2005).

As linhas que indicam a direção das tensões de compressão desviam da microfissura, causando concentração de tensões e provocando o surgimento de tensões de tração. A propagação das microfissuras ocorre pelo aumento das tensões de tração.

Quando as microfissuras se conectam, são formadas inúmeras superfícies de fratura que provocam a desagregação do concreto. A Figura 2.9 apresenta o processo de fraturamento do concreto sob compressão.

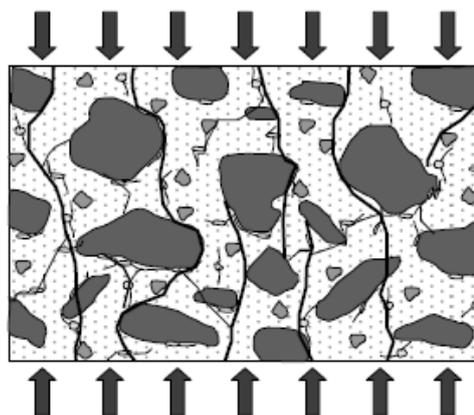


Figura 2.9 – Fraturamento do concreto submetido a forças de compressão (Adaptado de HANAI et al, 2005).

2.1.3 Correção da Resistência à Compressão

Há diferenças entre a resistência do concreto na estrutura e a resistência do concreto no corpo de prova. Essas diferenças decorrem de três fatores: tamanho do corpo de prova, idade do concreto e velocidade de aplicação do carregamento.

Para levar em conta a diferença de tamanho entre o corpo de prova cilíndrico de 15x30cm e os elementos das estruturas, admite-se um coeficiente de correção de 0,95 para a resistência. Em outras palavras, admite-se que a resistência do concreto na estrutura é 5% menor que a resistência apresentada pelo corpo de prova.

É sabido que a resistência do concreto aumenta com o tempo. Portanto, para levar em consideração o ganho de resistência do concreto com o avançar da sua idade, admite-se que a sua resistência à compressão aumenta 20% em um ano em relação à sua resistência aos 28 dias.

A resistência do concreto também é afetada pela velocidade de aplicação do carregamento. Para levar em conta a velocidade de carregamento, admite-se que a resistência obtida com um carregamento lento é 75% da resistência obtida em ensaios com carregamento rápido.

Assim, levando em consideração a atuação conjunta dos três fatores mencionados, tem-se que a resistência característica do concreto à compressão utilizada no projeto ($f_{ck,projeto}$) é igual a 85% da resistência de cálculo (f_{cd}), vide a equação (2.1).

$$f_{ck,projeto} = 0,95 \cdot 1,20 \cdot 0,75 \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \quad (2.1)$$

2.1.4 Diagrama Tensão-Deformação

A Figura 2.10 mostra de maneira esquemática as etapas que permeiam o processo de ruína do concreto submetido à compressão axial. Esta figura deixa claro que, em decorrência das propagações de fissuras, o diagrama de tensão-deformação do concreto é não linear.

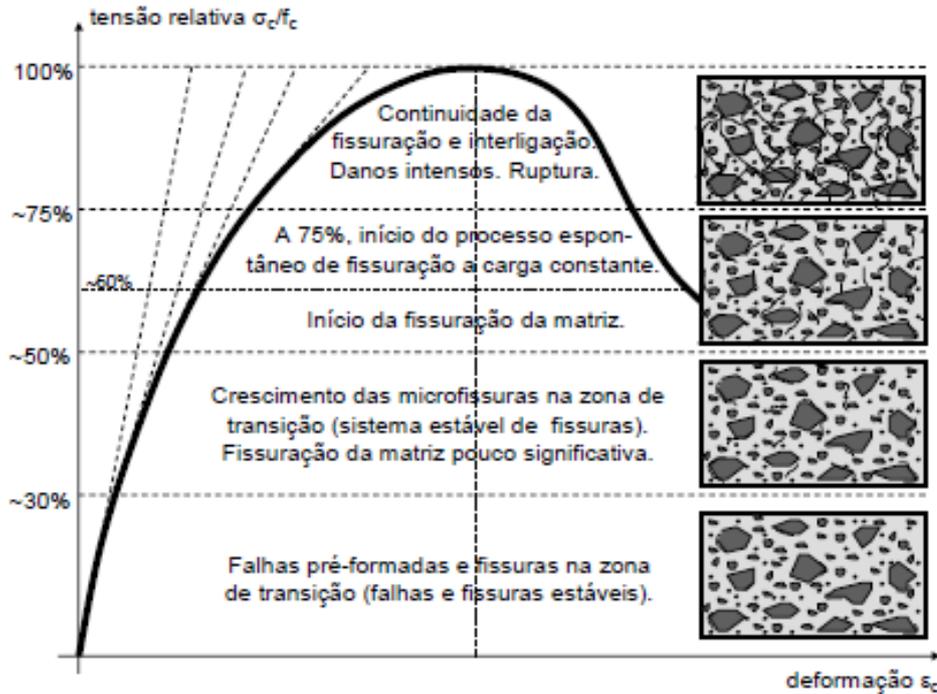


Figura 2.10 – Comportamento típico do concreto submetido à compressão axial (Modificado de MEHTA; MONTEIRO, 2008).

A resistência à compressão influencia fortemente a forma do diagrama de tensão-deformação do concreto. Quanto maior a resistência do concreto, mais inclinado e linear é o ramo ascendente da sua curva de tensão-deformação, conforme apresenta a Figura 2.11.

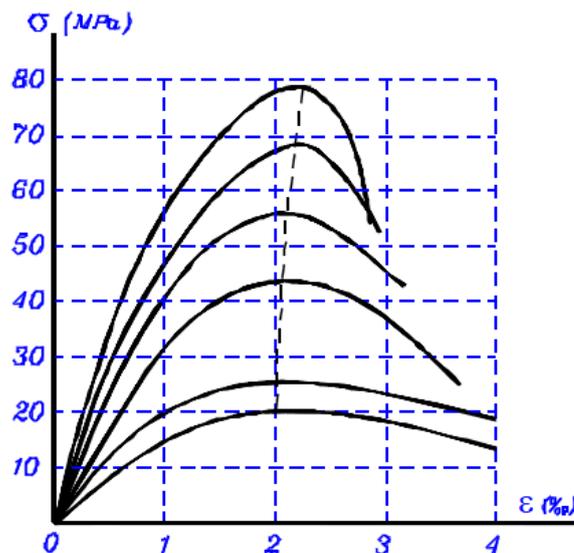


Figura 2.11 – Influência da resistência à compressão do concreto no diagrama de tensão-deformação (MacGREGOR, 1992).

A NBR 6118:2004 recomenda a utilização de um diagrama de tensão-deformação parábola-retângulo (Figura 2.12) no dimensionamento de estruturas de concreto. Este diagrama simplificado estabelece um critério de dimensionamento comum aos concretos de diferentes classes de resistência.

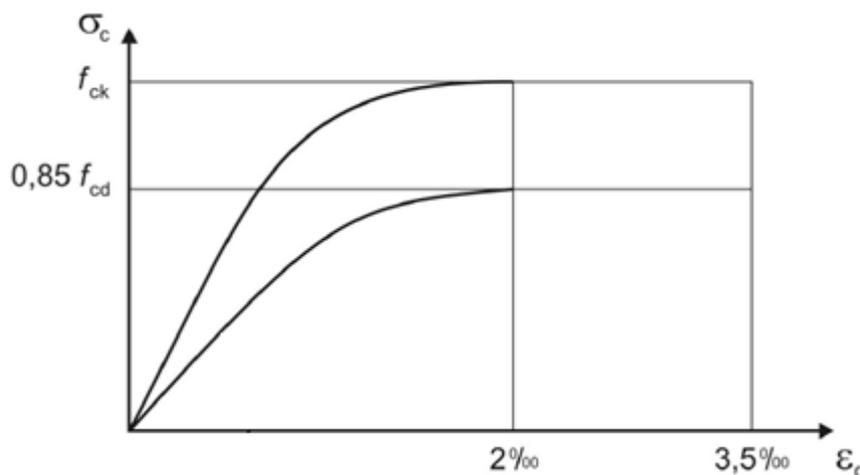


Figura 2.12 – Diagrama de tensão-deformação idealizado (Modificado da NBR 6118:2004).

A validade do diagrama parábola-retângulo adotado pela NBR 6118:2004 se estende somente aos concretos com resistência à compressão de até 50 MPa.

Segundo Vasconcelos (1998), "a utilização de diagramas parábola-retângulo é inteiramente arbitrária, sendo mais uma questão de costume do que de necessidade". A NBR 6118:2004 permite que o diagrama parábola-retângulo seja substituído por um diagrama retangular com altura igual a $0,8 \cdot x$, sendo x a profundidade da linha neutra.

2.1.5 Estado Limite Último

Antigamente, as peças de concreto estrutural eram dimensionadas imaginando que a ruptura delas seria caracterizada pela ruptura do concreto, independente de ter havido ou não o escoamento prévio de suas armaduras.

No presente, a verificação da segurança de peças de concreto estrutural é feita admitindo-se que o esgotamento da sua capacidade resistente tanto pode ocorrer pela ruptura do concreto comprimido, quanto pela deformação excessiva das armaduras.

Como o início do fenômeno físico de ruptura do concreto é de difícil identificação experimental, convencionou-se que o concreto atinge a ruptura quando o seu encurtamento alcança determinados valores experimentais justificados (FUSCO, 1981).

O estado limite último de peças de concreto submetidas a solicitações normais é alcançado quando a fibra mais comprimida do concreto apresenta um encurtamento que é igual a um valor convencional (ϵ_{ccu}), ou quando a armadura tracionada tem um alongamento igual a um valor último convencional (ϵ_{su}).

Nota-se que para o estado limite último ser alcançado em uma peça de concreto estrutural sujeita a solicitações normais é importante que esteja satisfeita pelo menos uma das condições últimas abaixo:

$$\epsilon_{ccu} = 2\text{‰ ou } 3,5\text{‰} \quad (2.2)$$

$$\epsilon_{su} = 10\text{‰} \quad (2.3)$$

Em uma situação em que haja na peça um banzo tracionado e outro comprimido, admite-se que a ruína do concreto acontece quando a sua fibra mais comprimida apresenta uma deformação última igual a 3,5‰.

No caso de peças submetidas à compressão uniforme, admite-se que a ruína do concreto ocorre quando é verificada na peça uma deformação última igual a 2‰.

A Figura 2.13 apresenta as possíveis configurações últimas do diagrama de deformações ao longo de uma seção transversal de uma peça de concreto armado.

linha neutra se encontra dentro da seção transversal e o estado limite último é caracterizado por uma deformação no concreto (ϵ_{cd}) igual a 3,5‰.

d) Domínio 4

Este domínio inclui apenas os casos de compressão excêntrica com grande excentricidade. Nele, a linha neutra corta a seção transversal e o estado limite último é caracterizado por uma deformação no concreto (ϵ_{cd}) igual a 3,5‰.

e) Domínio 4a

Este domínio é um domínio de transição conceitual que é limitado por uma posição de linha neutra tangente à fibra externa da seção. Nele, a linha neutra corta a seção transversal na região de cobrimento da armadura menos comprimida e o estado limite último é caracterizado por uma deformação no concreto (ϵ_{cd}) igual a 3,5‰.

f) Domínio 5

Este domínio inclui os casos de flexo-compressão com pequena excentricidade e de compressão centrada. Nele, o estado limite último é caracterizado por uma deformação no concreto (ϵ_{cd}) igual a 2‰ na compressão uniforme e 3,5‰ na flexo-compressão com linha neutra tangente à seção.

2.2 Variabilidade da Resistência à Compressão do Concreto

A resistência à compressão do concreto é aleatória por natureza. A incerteza ou variabilidade na resistência à compressão do concreto tem origem na não-homogeneidade do material, na variabilidade das propriedades dos materiais constituintes, em imprecisões da mistura etc.

Portanto, n corpos de prova de uma mesma betonada de concreto, quando ensaiados, apresentarão n resultados distintos para a resistência a compressão. A variabilidade entre amostras de um mesmo lote (betonada) é geralmente menor que a variabilidade entre amostras de lotes distintos, assim como a variabilidade entre amostras de concretos produzidos por diferentes centrais dosadoras é maior.

A incerteza na resistência à compressão do concreto aumenta a medida que aumenta o escopo dos concretos considerados. O concreto de uma estrutura completa tem origem em diferentes betonadas e, portanto, apresenta variação de propriedades maior que os concretos de uma mesma betonada.

Desta maneira, concretos produzidos por diferentes centrais dosadoras de uma mesma cidade apresentam variabilidade menor que concretos produzidos por diferentes centrais dosadoras de diferentes cidades de um ou mais estados de um país.

2.2.1 Variabilidade no Processo de Produção

A variabilidade que ocorre na produção, e que resulta na variabilidade das propriedades finais do concreto, decorre da variabilidade dos materiais constituintes, dos equipamentos de produção empregados, dos procedimentos de ensaios e da operação.

Segundo Porrero (1983), “as medidas necessárias para diminuir a variabilidade da qualidade do concreto, se exercem mediante o controle de qualidade de cada uma das variáveis envolvidas e quanto mais eficiente for este controle, mais homogêneo e de melhor qualidade será o concreto produzido”.

a) Variabilidade devida aos materiais

Segundo Helene e Terzian (1992), “inúmeras pesquisas têm comprovado experimentalmente que a variabilidade das propriedades mecânicas dos materiais obedece a propriedades aleatórias, sendo que a uniformidade do concreto decorre da uniformidade apresentada pelos seus constituintes”.

As propriedades dos materiais podem ter grande ou pequena influência nas propriedades do concreto. A Tabela 2.1 apresenta uma avaliação qualitativa da influência das propriedades dos materiais na variabilidade do concreto.

Tabela 2.1 – Influência dos materiais na variabilidade do concreto (GIAMMUSSO, 1995).

| Material | Propriedade | Influência |
|-----------------|--------------------|-------------------|
| Agregado graúdo | Natureza | Pequena |
| | Forma | Variável |
| | Granulometria | Pequena |
| | Resistência | Variável |
| Agregado miúdo | Natureza | Pequena |
| | Forma | Média |
| | Granulometria | Média |
| | Finura | Grande |
| Cimento | Impurezas | Grande |
| | Tipo | Variável |
| Água | Procedência | Variável |
| | Impurezas nocivas | Grande |

Concretos produzidos em diferentes localidades certamente apresentam maior variabilidade em suas propriedades, haja vista que os materiais disponíveis em cada localidade possuem características próprias que influenciam de maneira distinta nas propriedades mecânicas do concreto.

b) Variabilidade devida aos ensaios.

Dispersões na coleta de exemplares, moldagem, cura, capeamento e ruptura dos corpos de prova podem ser responsáveis por introduzir variações na resistência que não correspondem a variações no concreto analisado (HELENE; TERZIAN, 1992).

De acordo com Porrero (1983), as principais fontes de variação devido aos ensaios são:

- Tomada inadequada da amostra;
- Moldes deficientes, desgastados, deformados ou feitos de material inadequado;
- Técnicas inadequadas de compactação;
- Transporte prematuro do molde;
- Conservação inadequada dos corpos de prova antes de serem desmoldados;
- Cura inadequada dos corpos de prova;
- Capeamento excessivamente grosso ou mal executado;
- Má execução do ensaio devido à excentricidade do corpo de prova na prensa;
- Prensas mal calibradas ou não calibradas.

Portanto, concretos coletados e ensaiados por uma única empresa apresentam menor variabilidade que concretos coletados e ensaiados por diferentes empresas.

c) Variabilidade devida aos equipamentos de produção

O bom estado dos equipamentos de produção de concreto influencia na variabilidade dos resultados e é determinante na obtenção de concretos de boa qualidade.

A NBR 12655:2006 preconiza que a operação do equipamento utilizando na mistura do concreto deve atender às especificações do fabricante quanto à capacidade de carga, velocidade e tempo de mistura.

A ordem de colocação dos materiais no equipamento de mistura também costuma influenciar na qualidade do concreto e, por conseguinte, nos resultados obtidos junto aos corpos de prova.

Desta forma, concretos produzidos por diferentes equipamentos apresentam maior variabilidade que concretos produzidos por um mesmo equipamento.

d) Variabilidade devida à operação

A operação consiste do conjunto de procedimentos necessários para a obtenção do concreto a partir dos materiais e equipamentos disponíveis. Os procedimentos, em conjunto com os materiais e equipamentos, são suficientes para a obtenção de um concreto de boa qualidade.

A boa condução dos procedimentos necessários para confecção do concreto pode repercutir em uma menor variabilidade das propriedades mecânicas do concreto.

Uma vez que os procedimentos variam entre as centrais dosadores e empresas, tem-se que concretos produzidos por uma mesma central dosadora apresenta menor variabilidade que concretos produzidos por diferentes centrais dosadoras.

2.2.2 Resistência de Dosagem

Dosagem é o processo através do qual se obtém a melhor proporção entre cimento, agregados, água, aditivos e adições para produção de um concreto que atende a certas especificações (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

A resistência de dosagem é uma resistência de referência para a mistura do concreto, sendo ela empregada para balizar todo o processo que permeia a dosagem do concreto.

Segundo a NBR 12655:2006, "a resistência de dosagem deve atender às condições de variabilidade prevalentes durante a produção. Esta variabilidade medida pelo desvio-padrão (σ_d) é levada em conta no cálculo da resistência de dosagem, segundo a equação":

$$f_{cj} = f_{ck} + 1,65 \cdot \sigma_d \quad (2.4)$$

onde,

f_{cj} é a resistência média do concreto à compressão prevista para a idade j ;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;

De acordo com a NBR 12655:2006, “quando o concreto for elaborado com os mesmos materiais, mediante equipamentos similares e sob condições equivalentes, o valor numérico do desvio-padrão (σ_d) deve ser fixado com no mínimo 20 resultados consecutivos e nunca deve ser menor que 2 Mpa”.

Segundo a NBR 12655:2006, no início da obra, ou em qualquer outra circunstância em que não se conheça o valor do desvio-padrão (σ_d), deve-se adotar para o cálculo da resistência de dosagem o valor apresentado na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Desvio-padrão em função das condições de preparo (NBR 12655, 2006).

| Condição de preparo | Desvio-padrão (MPa) |
|----------------------------|----------------------------|
| A | 4,0 |
| B | 5,5 |
| C | 7,0 |

A NBR 12655:2006 estabelece as seguintes definições para as três condições de preparo do concreto que foram previamente mencionadas:

- a) Condição A (aplicável às Classes C10 até C80): o cimento e os agregados são medidos em massa, a água de amassamento é medida em massa ou volume com dispositivo dosador e corrigida em função da umidade dos agregados.
- b) Condição B:
 - Aplicável às classes C10 até C25: o cimento é medido em massa, a água de amassamento é medida em volume mediante dispositivo dosador e os agregados medidos em massa combinada com volume;
 - Aplicável às classes C10 até C20: o cimento é medido em massa, a água de amassamento é medida em volume mediante dispositivo dosador e os agregados medidos em volume. A umidade do agregado miúdo é determinada pelo menos três vezes durante o serviço do mesmo turno de concretagem. O volume de agregado miúdo é corrigido através da curva de inchamento (Figura 2.14) estabelecida especificamente para o material utilizado.

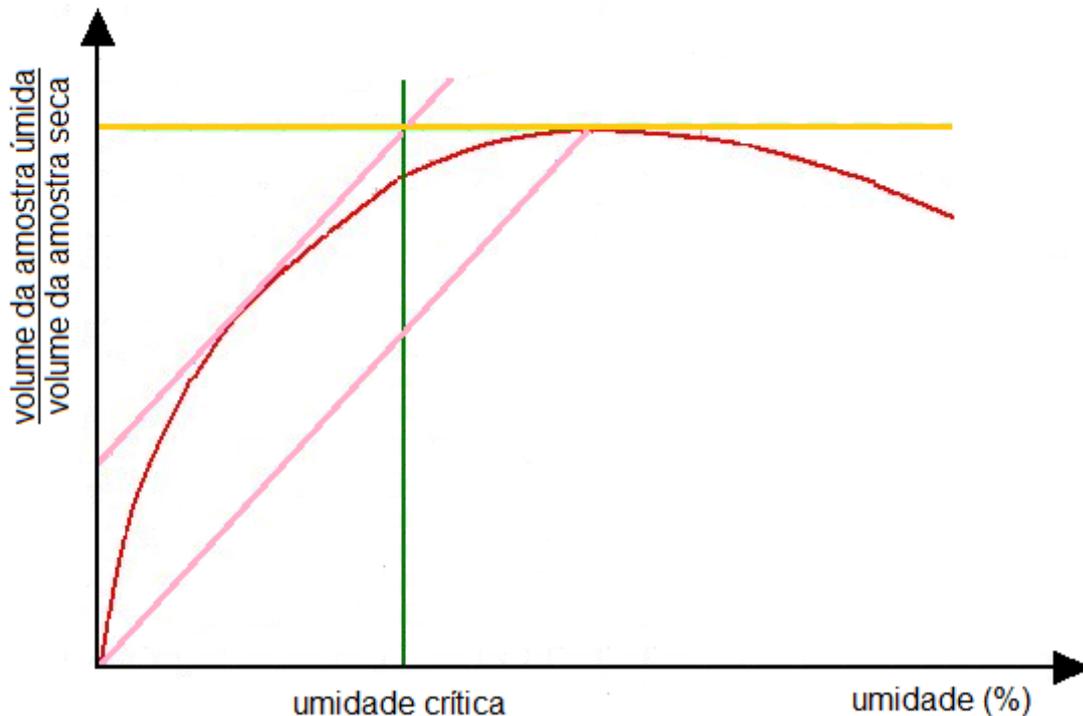


Figura 2.14 – Esquema de uma curva de inchamento.

c) Condição C (aplicável apenas aos concretos de classe C10 e C15): o cimento é medido em massa, os agregados são medidos em volume, a água de amassamento é medida em volume e sua quantidade é corrigida em função da estimativa da umidade dos agregados e da determinação da consistência do concreto.

2.2.3 Controle

Uma vez produzido, o concreto é entregue na obra e lançado na estrutura. O controle de qualidade, realizado através da moldagem em loco de corpos de prova cilíndricos que serão ensaiados aos 28 dias, visa verificar se o concreto produzido efetivamente alcançou a resistência (característica) especificada pelo projetista.

Embora o controle de qualidade da resistência do corpo de prova constitua uma evidência da qualidade do concreto, o seu resultado se restringe a indicar uma resistência potencial do concreto, medida na saída da betoneira ou caminhão-betoneira, conforme ilustra a Figura 2.15.

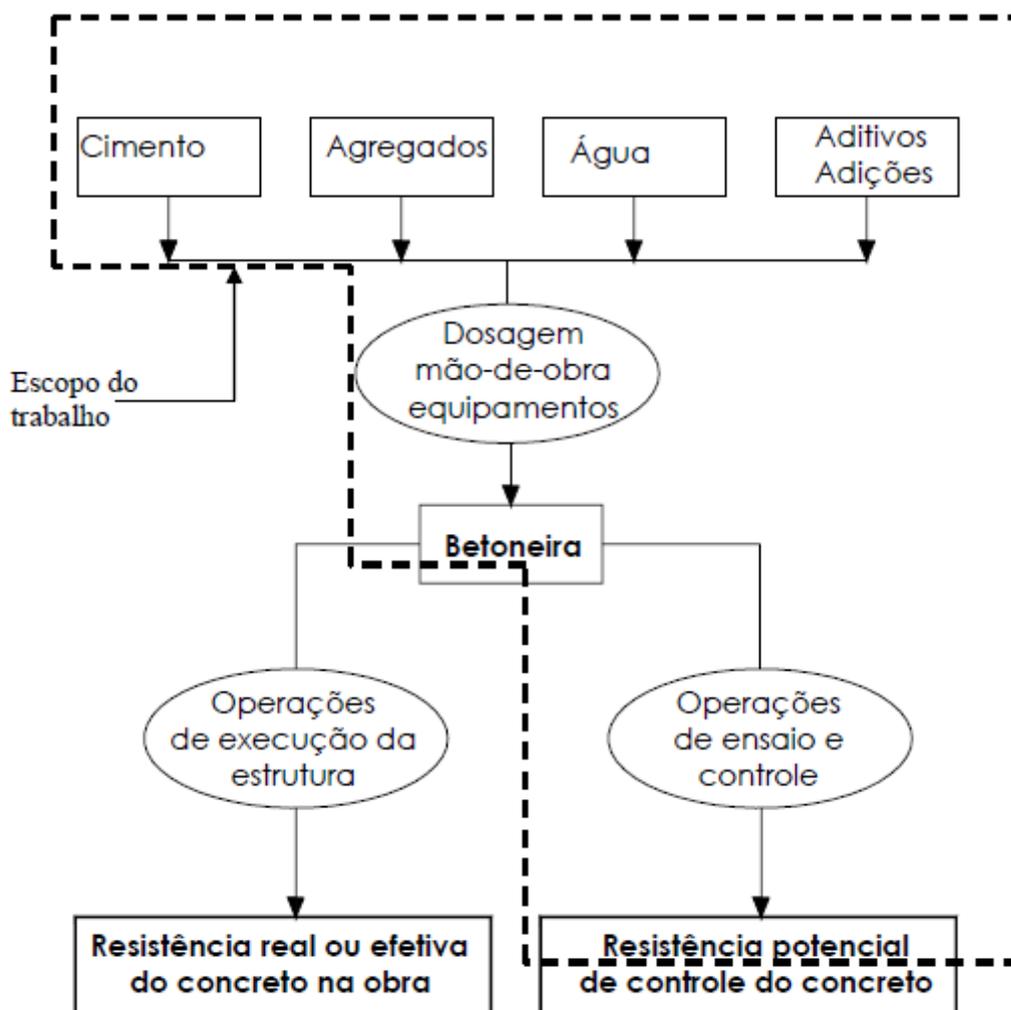


Figura 2.15 – Significado da resistência à compressão do concreto obtida através do controle do concreto (HELENE; TERZIAN, 1992).

O uso do controle estatístico para a aceitação do concreto está relacionado com a variabilidade do processo de produção e ensaio do concreto, sendo uma ferramenta que mede quão bem um produtor controla o seu processo de produção.

As vantagens de se conhecer e controlar a variabilidade da resistência do concreto à compressão estão vinculadas aos critérios de segurança da estrutura e ao incentivo ao produtor de concreto em adotar medidas de melhorias que visam garantir uma maior economia e uniformidade no processo produtivo (MENTONE et al, 1994).

A resistência dos corpos de prova empregados no controle de uma estrutura pode ser descrita por uma distribuição de probabilidade que segue à curva de distribuição normal, conforme apresenta a Figura 2.16.

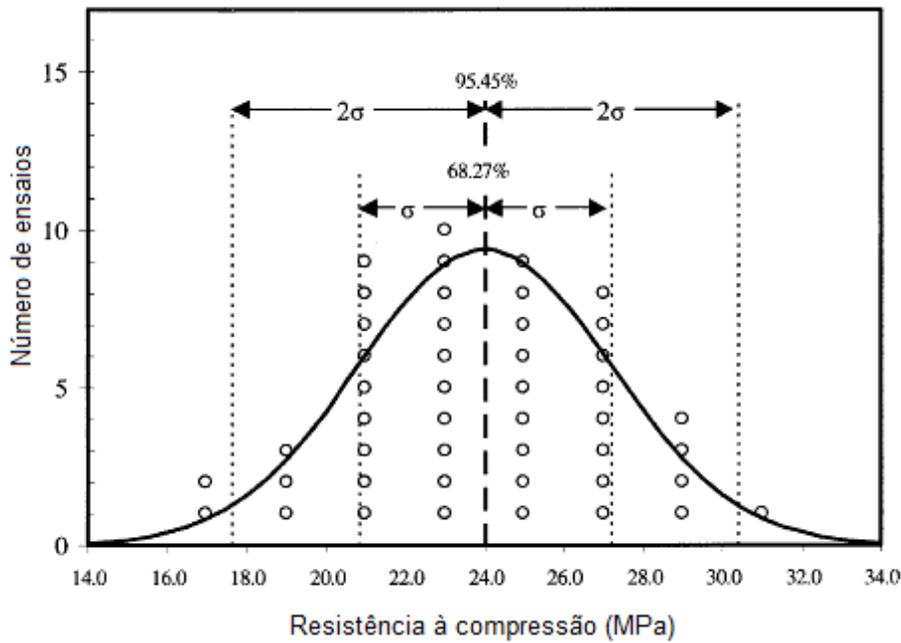


Figura 2.16 – Frequência de distribuição dos valores de resistência e distribuição normal correspondente (Adaptado do ACI 214, 2002).

Quando existe um controle eficiente, os valores de resistência se agrupam próximos da média e a curva é alta e estreita. Em uma situação contrária, os valores de resistência se espalham e a curva se torna baixa e larga. A Figura 2.17 apresenta curvas de distribuições normais para diferentes desvios-padrão (ACI 214, 2002).

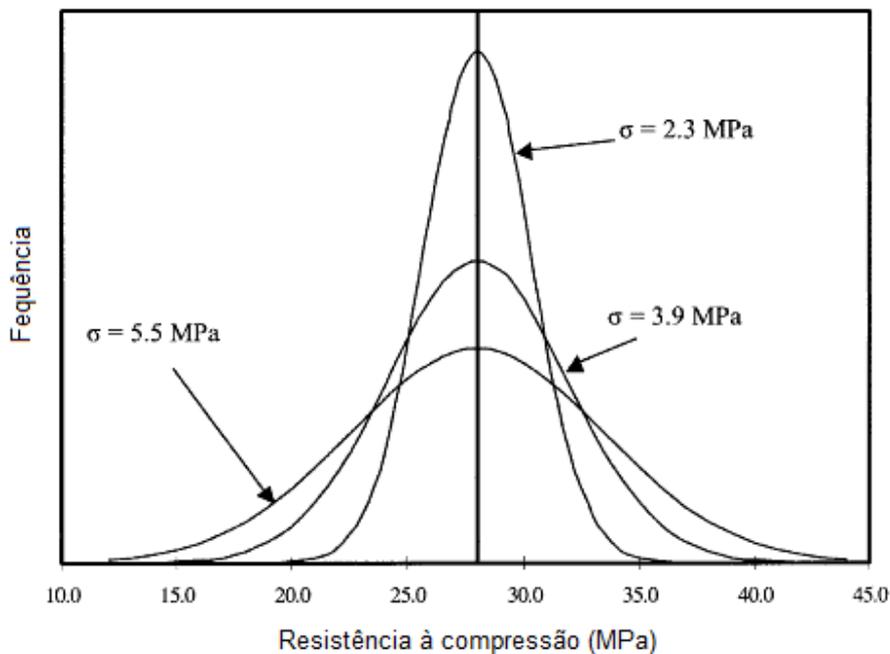


Figura 2.17 – Curvas de distribuições normais para diferentes desvios-padrão (Adaptado do ACI 214, 2002).

A NBR 12655:2006 permite que o controle seja por amostragem total ou parcial. No controle por amostragem total, são moldados dois corpos de prova a partir de cada betonada. No controle por amostragem parcial, molda-se pelo menos 6 corpos de prova a cada 50 ou 100 m³ de concreto lançado na obra.

Ao final do processo de controle, um lote ou lotes de concreto são considerados conformes quando o valor estimado de sua resistência característica (f_{ckest}) satisfaz a relação apresentada na equação (2.5).

$$f_{ckest} \geq f_{ck} \quad (2.5)$$

O valor estimado da resistência característica é encontrado por meio da equação (3.1) ou da equação (3.2), sendo que ambas as equações estão apresentadas e detalhadas no capítulo 3 deste trabalho.

2.3 Pilares

Pilares são elementos estruturais lineares, normalmente verticais, cuja função é receber as ações atuantes nos diversos níveis da estrutura e conduzi-las até a fundação. Em edifícios usuais de múltiplos pavimentos, os pilares costumam possuir seção e armaduras constantes ao longo de cada um de seus lances.

Embora toda peça de uma estrutura deva ser adequadamente dimensionada para atender às funções a que se destinam, os pilares são elementos estruturais que necessitam de uma maior atenção pois a ruína de um único pilar de uma estrutura pode resultar no colapso total da edificação (Figura 2.18).



Figura 2.18 – Ruína de uma estrutura em decorrência da ruptura de um pilar (KIMURA, 2010).

Outra importante função dos pilares é garantir o adequado comportamento global da estrutura. Os pilares são fundamentais na manutenção da estabilidade global de edifícios, especialmente os mais esbeltos.

2.3.1 Características Geométricas

Entre as principais características geométricas de um pilar, ganham destaque: comprimento de flambagem, raio de giração e índice de esbeltez.

a) Comprimento de flambagem

Tomando-se uma barra reta, axialmente comprimida, verifica-se que, sob ação de carregamentos crescentes, atinge-se um estado no qual a forma reta de equilíbrio da barra é instável.

A carga correspondente a este estado é dita *carga crítica* ou *carga de flambagem* que é função do comprimento de flambagem da barra (l_e). O comprimento de flambagem (l_e) é a distância entre os pontos de inflexão da deformada da barra, conforme ilustra a Figura 2.19.

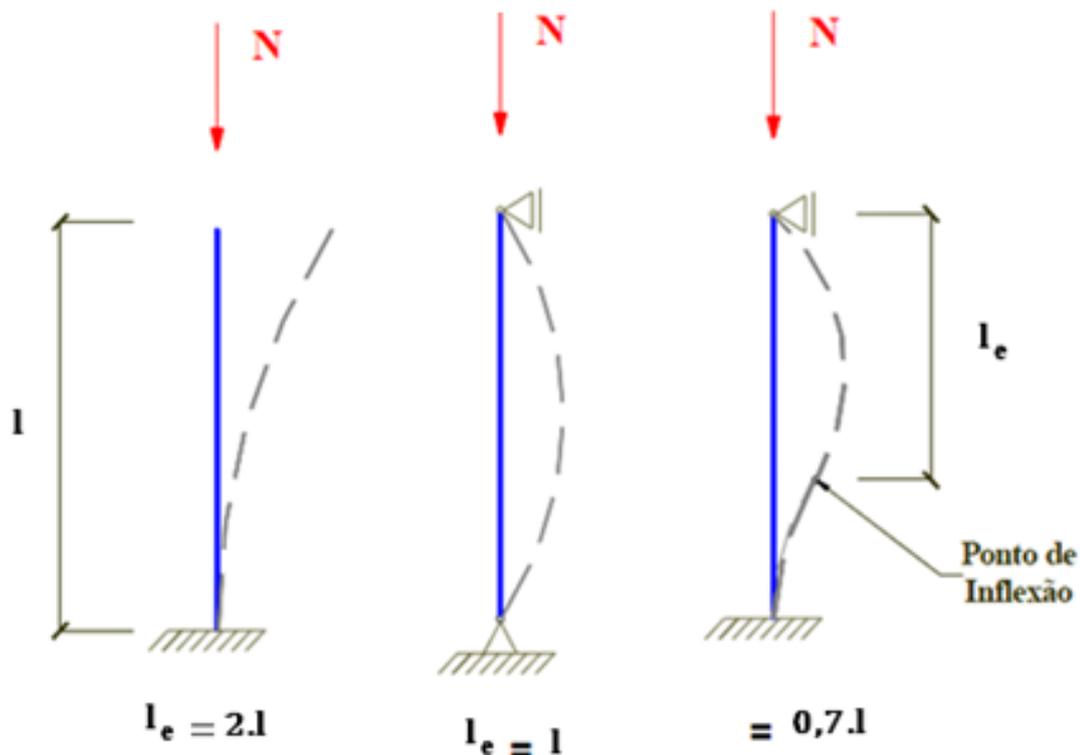


Figura 2.19 – Comprimento de flambagem (Modificado de SCADELAI, 2004).

Ainda, o comprimento de flambagem de um pilar (l_e), suposto vinculado em ambas extremidades, é o menor dos seguintes valores:

$$l_e = \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases} \quad (2.6)$$

Onde,

l_0 é a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar (Figura 2.20);

h é a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura;

l é a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado (Figura 2.20).

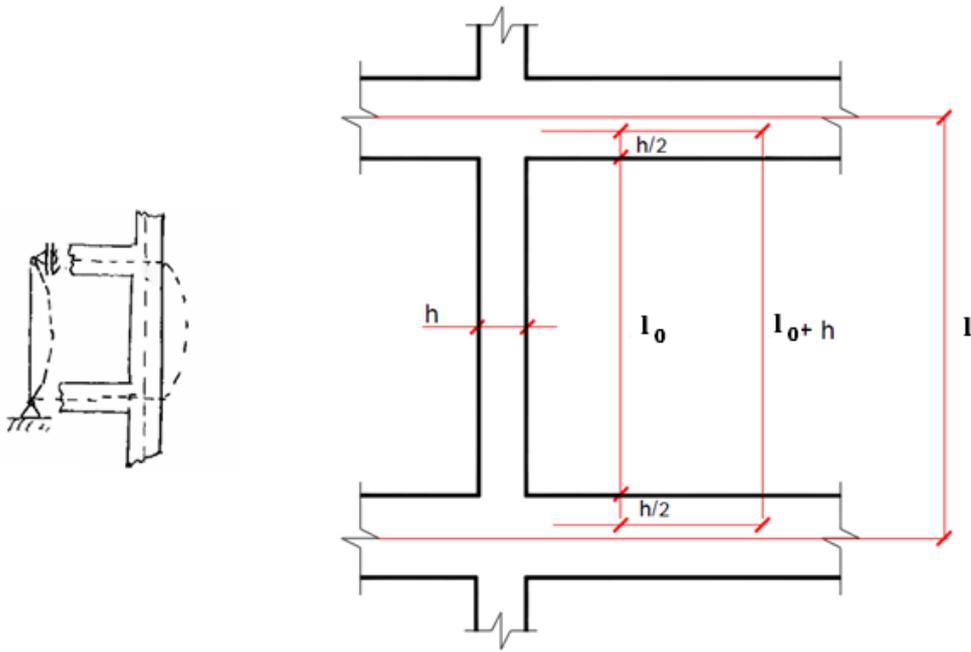


Figura 2.20 – Distâncias l_0 e l (Modificado de SCADELAI, 2004).

b) Raio de giração

Raio de giração é uma distância em relação ao eixo que, para uma mesma quantidade de massa, produz um momento de inércia idêntico ao do corpo analisado.

O raio de giração (i) é função do momento de inércia (I) e da área (A) da seção transversal do pilar, conforme apresenta a equação (2.7).

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (2.7)$$

c) Índice de esbeltez

Tem-se que quanto maior a esbeltez de um pilar, maior é a possibilidade de ele flambar. Uma forma de avaliar a esbeltez é através do índice de esbeltez (λ) que pode ser encontrado através da equação (2.8).

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (2.8)$$

A NBR 6118:2004 estabelece o índice de esbeltez limite (λ_1) que corresponde a um valor a partir do qual os efeitos de 2ª ordem provocam redução da capacidade resistente do pilar no estado limite último, sendo dado pela equação (2.9).

$$\lambda_1 = \frac{25+12,5(e_1/h)}{\alpha_b} \quad (2.9)$$

onde,

e_1/h é a excentricidade relativa de primeira ordem;

α_b é o coeficiente que depende da distribuição do momento no pilar.

O valor de α_b deve ser encontrado conforme estabelecido a seguir:

- Para pilares biapoiados sem cargas transversais ($0,4 \leq \alpha_b \leq 1,0$):

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_A}{M_B} \geq 0,4 \quad (2.10)$$

onde M_A e M_B são os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar, sendo que é adotado para M_A o maior valor absoluto entre os dois momentos de extremidades e para M_B o sinal positivo, se tracionar a mesma face que M_A , e negativo em caso contrário.

- Para pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura:

$$\alpha_b = 1,0 \quad (2.11)$$

- Para pilares em balanço:

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85 \quad (2.12)$$

onde M_A é o momento de 1ª ordem no engaste e M_C é o momento de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.

- Para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo:

$$\alpha_b = 1,0 \quad (2.13)$$

2.3.2 Classificação

Os pilares de uma estrutura podem ser classificados de acordo com diferentes critérios, neste trabalho eles serão classificados quanto à esbeltez e à localização.

a) Classificação quanto à esbeltez

De acordo com o índice de esbeltez (λ), os pilares podem ser classificados em pilares curtos ou pouco esbeltos ($\lambda \leq \lambda_1$), pilares de esbeltez média ($\lambda_1 < \lambda \leq 90$), pilares esbeltos ou muito esbeltos ($90 < \lambda \leq 140$) e pilares excessivamente esbeltos ($140 < \lambda \leq 200$).

Os pilares de estruturas usuais costumam apresentar índice de esbeltez inferior a 90. Pilares mais esbeltos normalmente são empregados em situações onde a arquitetura da edificação impõe certas restrições, sendo que pilares com índice de esbeltez superior a 140 são raros e costumam ser evitados pelos projetistas.

b) Classificação quanto à localização

Segundo a localização, os pilares podem ser classificados em pilares internos, pilares de bordas ou extremidades e pilares de canto. A Figura 2.21 apresenta de maneira esquemática cada um desses três tipos de pilares.

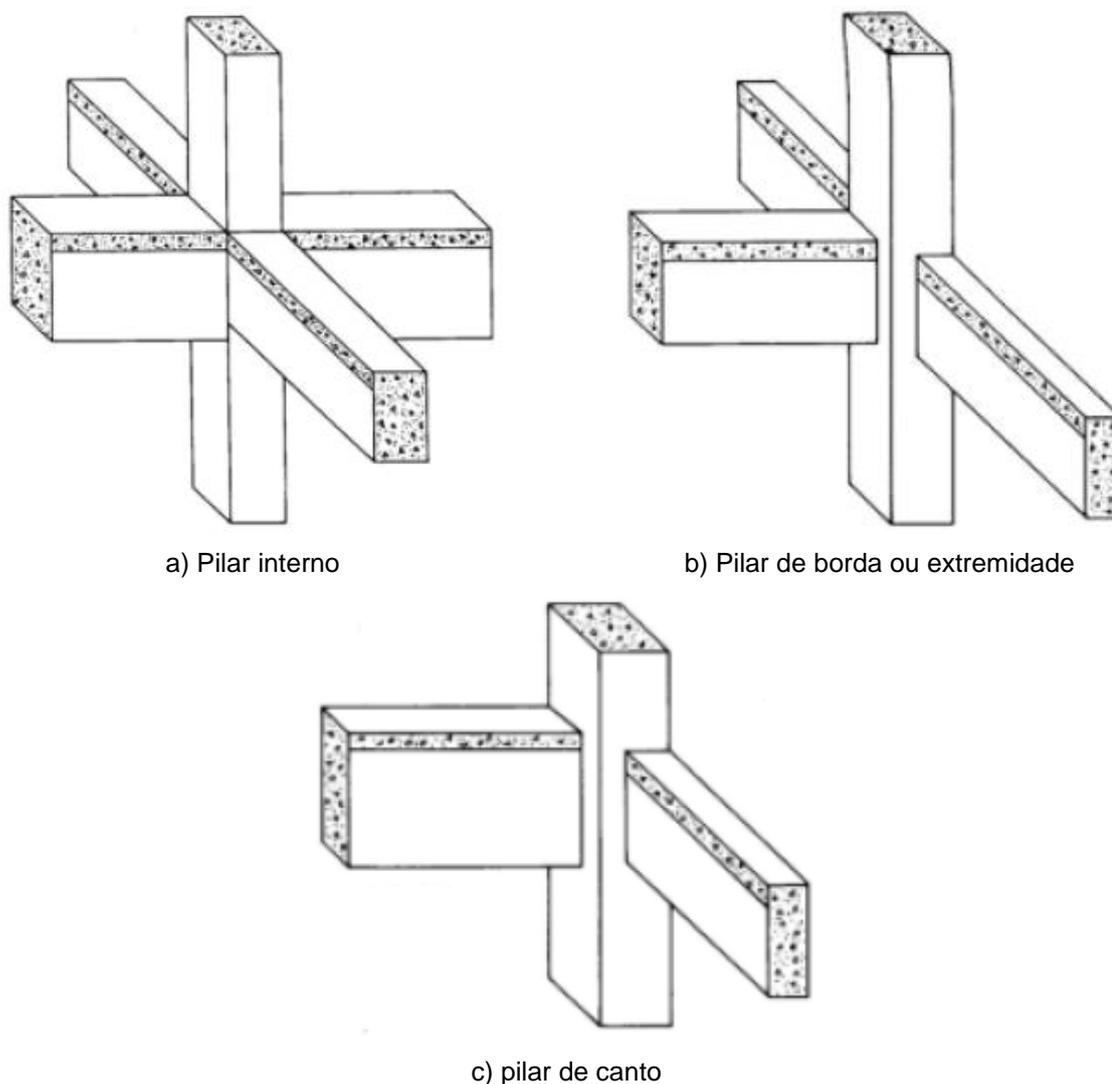


Figura 2.21. Classificação dos pilares segundo à localização (Modificado de FUSCO, 1981).

Os pilares internos são aqueles submetidos à flexão composta oblíqua, sendo que os momentos fletores transmitidos a esse tipo de pilar são muitas vezes desprezíveis.

Os pilares de borda ou de extremidade são aqueles submetidos à flexão composta oblíqua, sendo que o momento fletor existente na direção da borda costuma ser pequeno.

Os pilares de cantos são aqueles submetidos à flexão composta oblíqua, sendo que neste tipo de pilar as excentricidades iniciais ocorrem nas direções das bordas.

2.3.3 Curvas ou Diagramas de Interação

Uma vez que se conheçam as armaduras, a seção transversal e as características geométricas de um pilar de concreto armado, é possível determinar de maneira analítica a sua capacidade resistente para um determinado estado limite último.

Para seções submetidas à flexão composta normal, costuma-se montar curvas ou diagramas de interação que relacionam a força normal última (N_{Rd}) com o momento fletor último (M_{Rd}), conforme apresenta de maneira esquemática a Figura 2.22.

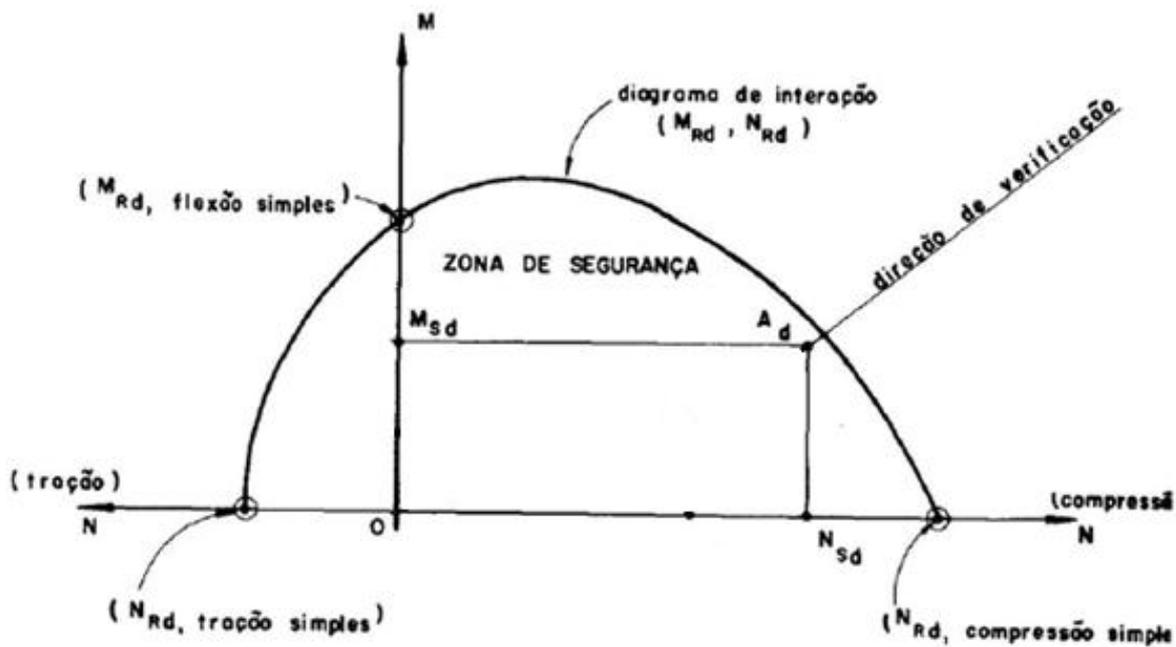


Figura 2.22 – Curva ou diagrama de interação (Modificado de FUSCO, 1981).

Na Figura 2.22 a condição de segurança fica atendida quando a força normal solicitante (N_{Sd}) e o momento fletor solicitante (M_{Sd}) define um ponto dentro ou sobre a curva de interação.

A construção de curvas de interação fazendo uso de computadores é algo relativamente comum. O cálculo e traçado delas costumam levar pouco mais que centésimos de segundo.

2.3.4 Ábacos de Dimensionamento

É possível criar ábacos de dimensionamentos uma vez que haja uma fixação da força normal adimensional (v), do momento fletor adimensional (μ), da taxa mecânica de armadura (ω) e do arranjo de armaduras em uma seção de um pilar de concreto armado.

A força normal adimensional corresponde ao quociente entre a tensão solicitante de cálculo (N_{sd}/A_c) e a tensão resistente de cálculo da seção de concreto (f_{cd}), conforme apresenta a equação (2.14)

$$v = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (2.14)$$

O momento fletor adimensional e a taxa mecânica de armadura, por outro lado, são dados pelas equações (2.15) e (2.16), respectivamente.

$$\mu = \frac{M_{sd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h} \quad (2.15)$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (2.16)$$

onde,

A_c é a área de concreto da seção transversal;

h é a dimensão na direção analisada;

A_s é a área total de aço na seção transversal;

f_{yd} é a resistência de cálculo do aço.

Inúmeros ábacos de dimensionamento foram construídos por diferentes autores e se encontram disponíveis para uso. A Figura 2.23 apresenta um exemplo de ábaco para uma seção retangular com arranjo simétrico de armaduras.

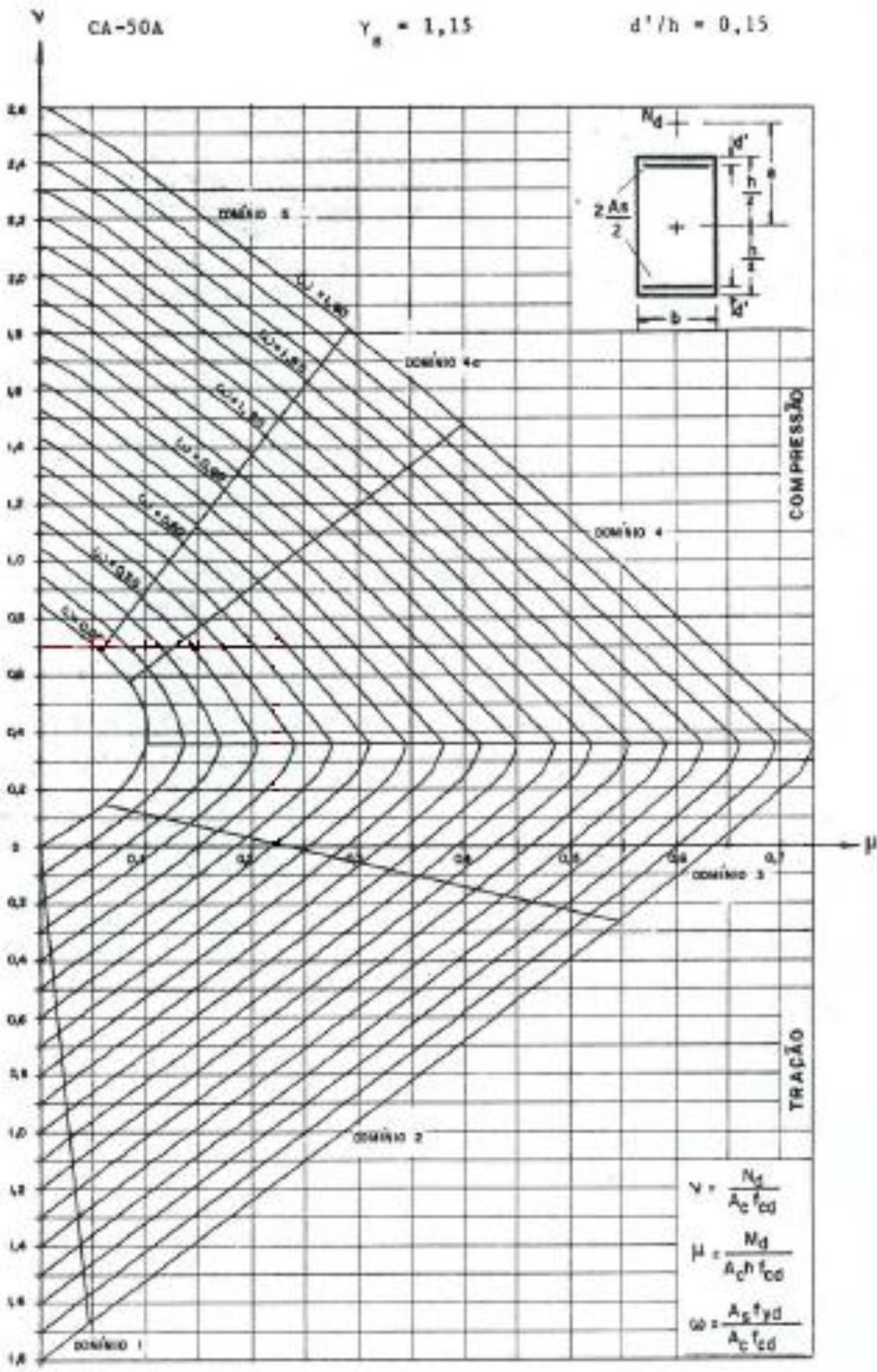


Figura 2.23 – Exemplo de um ábaco de dimensionamento (VENTURINI, 1987).

2.4 Confiabilidade Estrutural

Segundo THOFT-CHRISTENSEN & MUROTSU (1986), "a confiabilidade de uma estrutura é a capacidade que ela tem de cumprir seu propósito de projeto por um determinado período de referência".

A teoria de confiabilidade estrutural permite quantificar as incertezas e determinar a probabilidade de que um sistema estrutural atinja determinado estado limite.

2.4.1 Variáveis Aleatórias

Sejam E um experimento e Ω um espaço amostral associado ao experimento. A função X , que associa a cada elemento $w \in \Omega$ um número real $X(w)$, é denominada variável aleatória.

Portanto, uma variável aleatória é uma função real que atribui um valor real para cada resultado de um experimento aleatório, conforme ilustra a Figura 2.24 (MONTGOMERY; RUNGER, 2003).

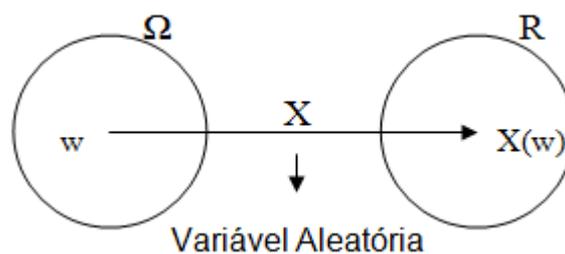


Figura 2.24 – Definição de uma variável aleatória.

As variáveis aleatórias podem ser classificadas em discretas e contínuas. Discretas são aquelas que possuem um número enumerável de valores, enquanto as contínuas são aquelas que possuem um número infinito em um intervalo de números reais.

2.4.2 Função de Distribuição Acumulada de Probabilidades

Para um número real x qualquer, o conjunto $\{X \leq x\}$ formado por todos os pontos amostrais w_i tais que $X(w_i) \leq x$ representa um evento. A probabilidade de ocorrência deste evento é um número que depende de x , e que é dado pela função $F_X(x)$ também conhecida como função de distribuição acumulada de probabilidades.

Em resumo, a função de distribuição acumulada de probabilidade relacionada a um número real x corresponde à probabilidade de que a variável aleatória X assumira qualquer valor menor do que x , conforme ilustra a equação (2.17).

$$F_X(x) = P[\{X \leq x\}] \quad (2.17)$$

2.4.3 Função de Densidade de Probabilidades

A função de densidade de probabilidades ($f_X(x)$) de uma variável aleatória contínua é a derivada da função acumulada de probabilidades em relação a x , conforme indica a equação (2.18).

$$f_X(x) = \frac{dF_X(x)}{dx} \quad (2.18)$$

Para as variáveis aleatórias discretas, a função de densidade de probabilidades pode ser descrita por pulsos, onde um pulso de intensidade p_i ocorre em cada ponto de descontinuidade x_i , vide a equação (2.19).

$$f_X(x) = \sum_i p_i \delta(x - x_i) \quad (2.19)$$

2.4.4 Média e Variância de uma Variável Aleatória

A média ($E[x]$) de uma variável aleatória pode ser obtida através da integral expressa na equação (2.20).

$$E[x] = \int_{-\infty}^{+\infty} x f_X(x) dx \quad (2.20)$$

A variância ($\text{Var}[x]$), que mede a dispersão da variável aleatória em torno da média, é obtida através da equação (2.21)

$$\text{Var}[x] = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu)^2 f_X(x) dx = \sigma^2 \quad (2.21)$$

Por fim, a raiz quadra da variância é chamada de desvio-padrão e é denotada por σ .

2.4.5 Incertezas em Projetos de Engenharia Estrutural

Em decorrência das inúmeras incertezas presentes em um problema de engenharia estrutural, é comum que exista uma discrepância entre o comportamento real apresentado pela estrutura e o comportamento previsto através do modelo adotado.

Algumas incertezas podem ser eliminadas ou reduzidas através da coleta de mais dados sobre os processos envolvidos ou através de um melhor conhecimento do comportamento da estrutura. Por outro lado, algumas incertezas são intrínsecas e não podem ser eliminadas.

As principais incertezas que costumam afetar os projetos estruturais são: incerteza física, incerteza de previsão, incerteza fenomenológica, incerteza estatística, incerteza de decisão, incerteza de modelo e erro humano.

a) Incerteza física

A incerteza física está relacionada à aleatoriedade das propriedades dos materiais, da geometria dos elementos e das diferentes ações que incidem sobre a estrutura. Normalmente, este tipo de incerteza não é conhecido, embora possa ser estimado através de observações ou de experiências anteriores.

b) Incerteza de previsão

A incerteza de previsão está associada à previsão de condições futuras de um processo ou sistema. Nos projetos estruturais existem grandes incertezas com relação à previsão da resistência dos materiais estruturais que serão empregados e dos carregamentos que atuarão na estrutura quando da sua utilização.

c) Incerteza fenomenológica

A incerteza fenomenológica está associada a eventos inimagináveis que podem ocorrer. Geralmente, este tipo de incerteza costuma se mostrar presente em projetos inovadores que são aqueles em que novos e inimagináveis modos de falha podem existir.

d) Incerteza estatística

A incerteza estatística está associada ao conjunto de amostras que pode ser empregado para determinar uma curva de distribuição de probabilidades de uma variável aleatória e seus respectivos parâmetros.

e) Incerteza de decisão

A incerteza de decisão está relacionada com a definição sobre se um determinado evento ocorreu ou não. A própria definição de um estado limite é um exemplo deste tipo de incerteza.

f) Incerteza de modelo

A incerteza de modelo está associada às aproximações teóricas do comportamento real dos materiais e das simplificações na consideração das ações e seus efeitos sobre a estrutura.

g) Erro humano

Esta incerteza decorre dos erros cometidos nas fases de projeto, construção e utilização da estrutura. O erro humano é uma importante causa de falha em estruturas.

2.4.6 Teoria de Confiabilidade Estrutural

O principal objetivo de uma análise de confiabilidade é quantificar a segurança de uma estrutura considerando, na medida do possível, as várias incertezas existentes no problema.

Considerando que a resistência (R) e a solicitação (S) são variáveis aleatórias com distribuições de probabilidades conhecidas, a confiabilidade estrutural objetiva assegurar que a resistência seja sempre maior que a solicitação ($R > S$) durante a vida útil de uma estrutura.

Para tanto, é definida uma equação de estado limite ($g(x)$) que relaciona a resistência (R) com a solicitação (S), conforme indica a equação (2.22).

$$g(x) = R - S = 0 \quad (2.22)$$

De posse da equação de estado limite ($g(x)$), da distribuição estatística da solicitação e da distribuição estatística da resistência, é possível determinar a probabilidade de falha (P_f) e o índice de confiabilidade (β) que estão associados a um problema da engenharia de estruturas.

O índice de confiabilidade (β) é um indicativo do grau de segurança contra falha ou ruína de uma estrutura e a probabilidade de falha (P_f) é um indicativo da propensão à violação de estados limites.

Sendo as variáveis resistência (R) e solicitação (S) contínuas e estatisticamente independentes, calcula-se a probabilidade de falha através da equação (2.23).

$$P_f = P[r < S] = \int_{-\infty}^0 F_R(s) f_S(s) ds \quad (2.23)$$

onde,

$F_R(s)$ é a função de distribuição acumulada da variável resistência (R);

$f_S(s)$ é a função de densidade de probabilidade da solicitação (S).

A Figura 2.25 apresenta uma interpretação gráfica da probabilidade de falha.

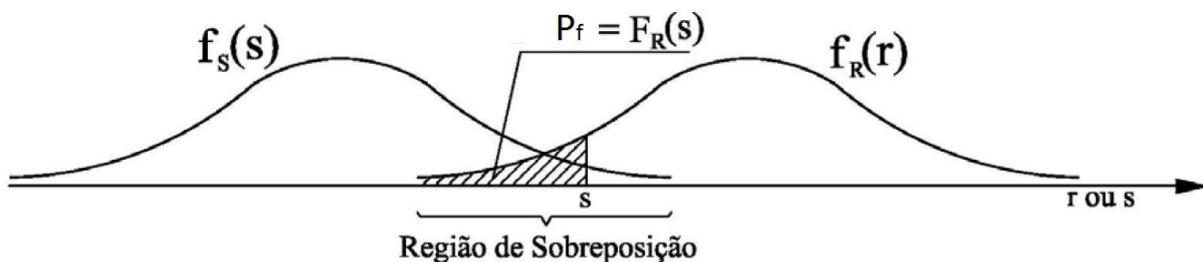


Figura 2.25 – Ilustração da probabilidade de falha (P_f) (Adaptado de ANG; TANG, 1984).

Sendo as variáveis resistência (R) e solicitação (S) contínuas e não mais estatisticamente independentes, calcula-se a probabilidade de falha através da equação (2.24).

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^s f_{RS}(r, s) dr ds \quad (2.24)$$

onde,

$f_{RS}(r, s)$ é a função conjunta de densidade de probabilidade da resistência (R) e da solicitação (S).

O problema ilustrado ainda pode ser resolvido através de uma variável denominada margem de segurança (M) que é definida pela equação (2.25).

$$M = R - S \quad (2.25)$$

Neste caso, a falha da estrutura acontecerá quando a margem de segurança for menor que zero ($M < 0$) e a estrutura se manterá segura quando a margem de segurança for maior que zero ($M > 0$). Portanto, a probabilidade de falha poderá ser determinada pela equação (2.26).

$$P_f = P[R - S < 0] = P[M < 0] = \int_{-\infty}^0 f_M(m) dm = F_M(0) \quad (2.26)$$

onde,

$f_M(m)$ é a função de densidade de probabilidade da variável margem de segurança.

Uma interpretação gráfica da probabilidade de falha é apresentada na Figura 2.26.

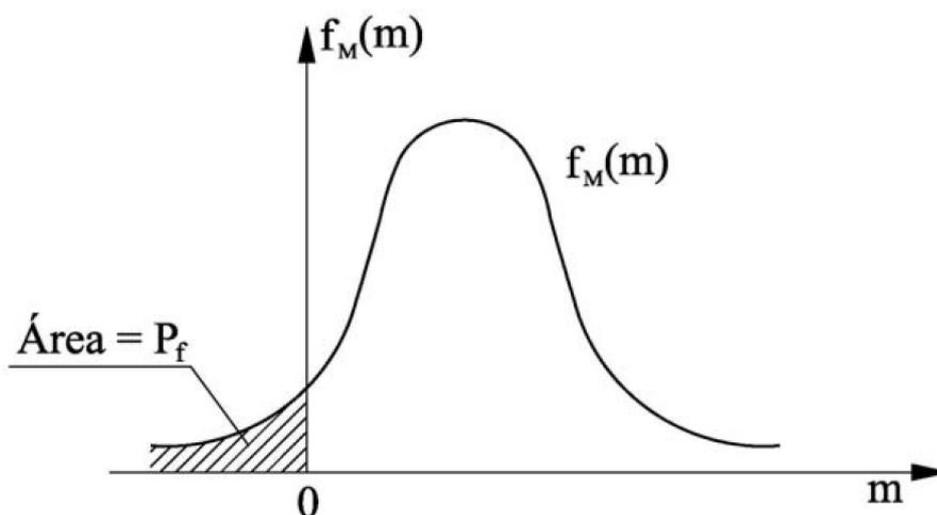


Figura 2.26 – Função de densidade de probabilidades $f_M(m)$ da margem de segurança (Adaptado de ANG; TANG, 1984).

Caso as variáveis resistência (R) e solicitação (S) sejam estatisticamente independentes, é possível calcular a média e o desvio padrão da variável margem de segurança (M) através das equações (2.27) e (2.28).

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (2.27)$$

onde,

μ_R é a média da variável resistência;

μ_S é a média da variável sollicitação.

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (2.28)$$

onde,

σ_R^2 é a variância da variável resistência;

σ_S^2 é a variância da variável sollicitação.

Transformando a variável margem de segurança (M) em uma variável com média nula e desvio padrão unitário, tem-se que a menor distância entre a origem desse novo espaço e a equação de estado limite corresponde ao índice de confiabilidade (β), vide a equação (2.29).

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.29)$$

A probabilidade de falha (P_f), agora, pode ser determinada da seguinte forma:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (2.30)$$

Como a maior parte dos problemas de confiabilidade estrutural envolve múltiplas variáveis aleatórias, é possível generalizar tudo que foi dito anteriormente. Desta maneira, a equação de estado limite pode ser rescrita da forma apresentada na equação (2.31)

$$g(X) = g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (2.31)$$

Portando da equação de estado limite e das distribuições estatística de todas as variáveis aleatórias envolvidas no problema, é possível determinar a probabilidade de falha (P_f) através da equação abaixo:

$$P_f = \int_{D_f} f_x(x) dx \quad (2.32)$$

Onde,

$f_x(x)$ é a função conjunta de distribuição de probabilidades;

D_f é o domínio de falha.

Salienta-se que o domínio de falha corresponde ao conjunto de todos os valores que pode ser assumido pelo vetor X das variáveis aleatórias e que levam à falha da estrutura.

2.4.7 Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM)

O Método de Confiabilidade de Primeira Ordem ou FORM – *First Order Reliability Method* – é um método utilizado na teoria de confiabilidade estrutural para determinar a confiabilidade de uma estrutura ou sistema.

Este método envolve a transformação do vetor de variáveis aleatórias X , com média e desvios-padrão qualquer, em um conjunto Y de variáveis aleatórias normais com média nula e desvio-padrão unitário, sendo essa operação feita por meio da transformação de Hasofer e Lind que está indicada a seguir:

$$Y_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \quad (2.29)$$

A transformação de Hasofer e Lind tem a propriedade de preservar a linearidade da equação de estado limite. Desta maneira, a equação de estado limite no espaço normal padrão Ψ continua sendo um hiper-plano.

Os cossenos diretores do hiper-plano, também chamados de coeficientes de sensibilidade (α), são obtidos ao dividir o vetor gradiente pelo seu próprio módulo, vide a equação abaixo:

$$\alpha = \frac{\nabla g(y)}{\|\nabla g(y)\|} \quad (2.30)$$

A função conjunta de distribuição de probabilidades no espaço normal padrão $\Psi(f_y(y))$ é chamada de distribuição normal padrão multi-variável ou multi-dimensional e pode ser vista a seguir:

$$f_y(y) = \Phi_n(y) = \frac{1}{(2\pi)^{n/2}} \exp\left[-\frac{1}{2}\|y\|^2\right] \quad (2.31)$$

Onde $\|y\| = \sqrt{y^T \cdot y}$ é a norma euclidiana do vetor Y .

O índice de confiabilidade (β), por sua vez, corresponde à menor distância entre a equação de estado limite e a origem do espaço normal padrão Ψ , conforme ilustra a Figura 2.26.

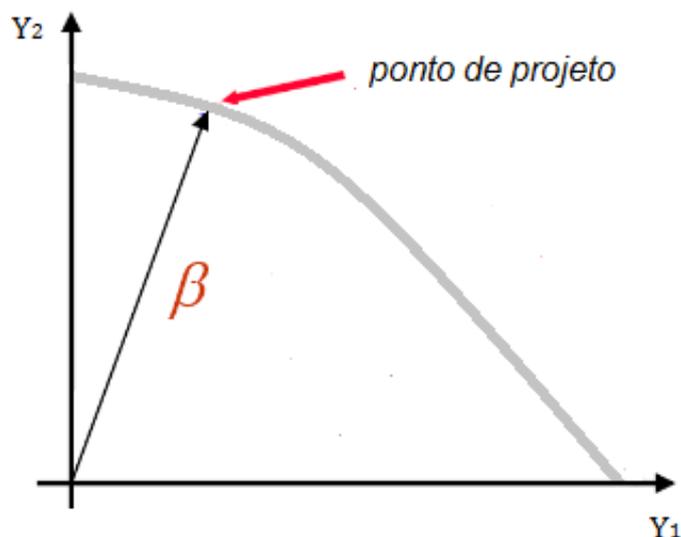


Figura 2.27 – Interpretação geométrica do índice de confiabilidade (β).

O ponto de projeto indicado na Figura 2.26 é o ponto sobre o domínio de falha com maior probabilidade de ocorrência, estando a sua determinação condicionada a procedimentos iterativos.

De posse do ponto de projeto e do índice de confiabilidade, é possível determinar a probabilidade de falha (P_f) de uma estrutura ou sistema através da equação abaixo:

$$P_f = \int_{D_f} f y(y) dy \cong \phi(-\beta) \quad (2.33)$$

2.4.8 Índice de Confiabilidade Alvo (β_{alvo})

A segurança associada aos projetos elaborados segundo uma normal depende do índice de confiabilidade alvo (β_{alvo}) adotado na calibração dos coeficientes parciais da norma em questão.

O índice de confiabilidade alvo (β_{alvo}) adotado em normas americanas, por exemplo, é igual a 3,0 para a combinação de carga permanente mais carga acidental (ELLINGWOOD; GALAMBOS, 1982).

O JCSS (2001) propõe nas Tabelas 2.3 e 2.4 valores referenciais para o índice de confiabilidade alvo (β_{alvo}) no estado limite último e no estado limite de serviço irreversível, respectivamente.

Tabela 2.3 – Índice de confiabilidade alvo para o estado limite último (Adaptado de JCSS, 2001).

| Custo relativo da medida de segurança | Consequências de Falha | | |
|--|------------------------|-----------|----------|
| | Mínimas | Moderadas | Elevadas |
| Alto | 3,1 | 3,3 | 3,7 |
| Normal | 3,7 | 4,2 | 4,4 |
| Pequeno | 4,2 | 4,4 | 4,7 |

Tabela 2.4 – Índice de confiabilidade alvo para o estado limite de serviço irreversível (Adaptado de JCSS, 2001).

| Custo relativo da medida de segurança | Índice de confiabilidade alvo |
|--|--|
| Alto | 1,3 |
| Normal | 1,7 |
| Pequeno | 2,3 |

3. CONCRETOS PRODUZIDOS NO BRASIL

3.1 Origem dos Dados

O presente trabalho é subsidiado com informações a respeito da resistência à compressão aos 28 dias de corpos de prova moldados *in loco* e originários de obras de algumas partes do Brasil. No total, mais de seis mil corpos de prova compõem a base de dados utilizada neste estudo.

Os dados tiveram origem em nove estados – Alagoas, Bahia, Ceará, Maranhão, Minas Gerais, Paraíba, Rio de Janeiro, Santa Catarina e São Paulo – e no Distrito Federal, conforme está ilustrado na Figura 3.1.

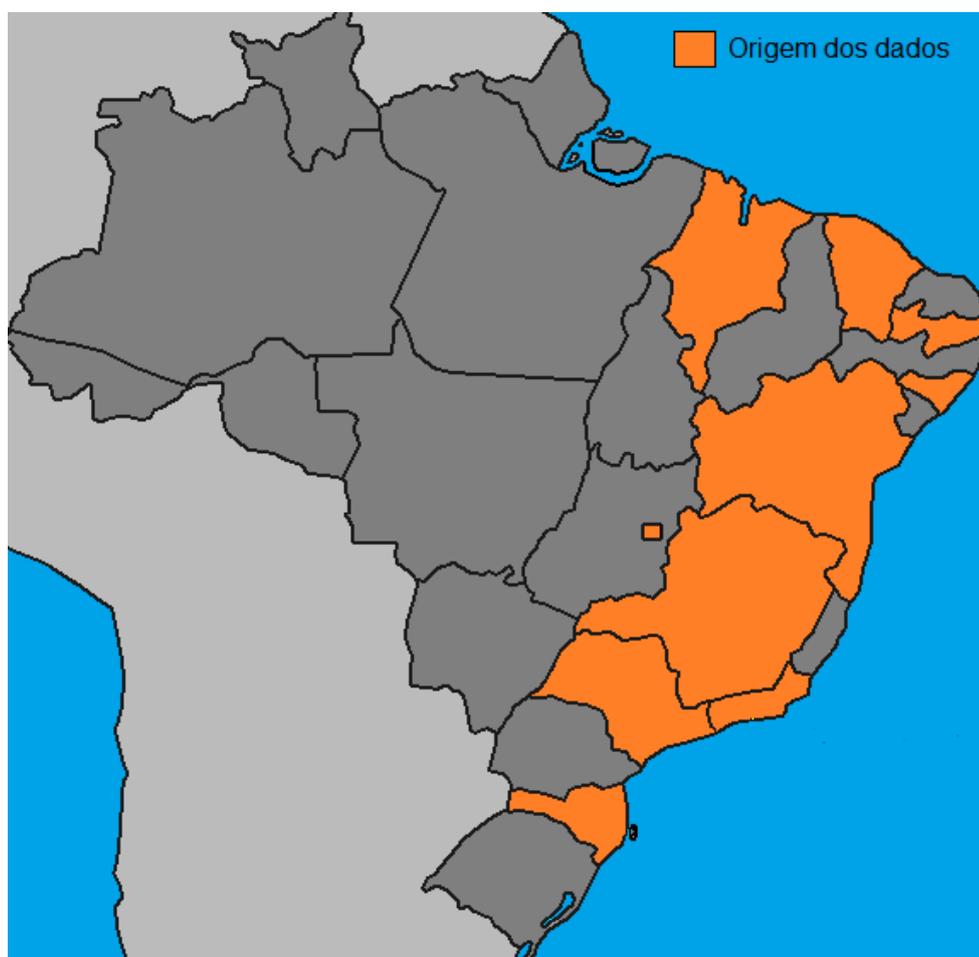


Figura 3.1 – Locais de origem dos dados.

É importante salientar que os dados foram obtidos juntos aos eng^{os} Antonio Nereu Cavalcanti Filho da TECNOCON, Cesar Pinto da CSP Projetos e Consultoria em Estruturas, Jano D´Araujo Coelho da Universidade Federal de Santa Catarina, Luiz Felipe Ferreira Mello da SILCO Engenharia, Renato Trindade da AJL Engenharia, Otávio Luiz do Nascimento da CONSULTARE, Egydio Herve Neto da Ventuscore Soluções em Concreto, Ubiracy de Albuquerque Cavalcanti da VU Projetos e Construções e ao eng^o consultor Marcos Carnaúba.

Embora a amostragem não abranja todo o território brasileiro, em decorrência da consistência dos dados, foi assumido que ela é capaz de representar a situação dos concretos produzidos no país.

3.2 Divisão dos Dados

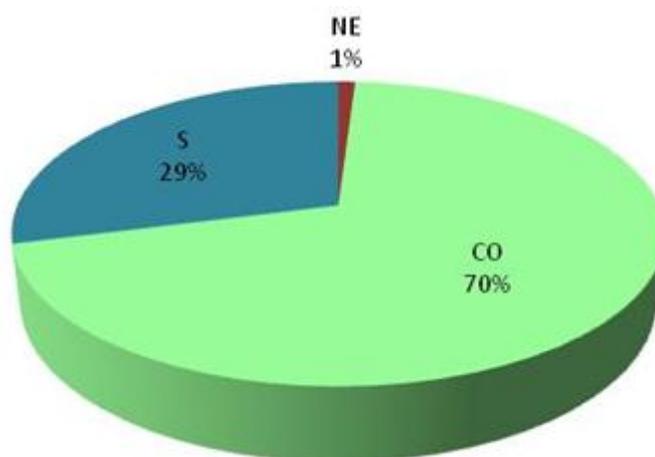
Os dados foram divididos em quatro classes – C20, C30, C40 e C50 – com a finalidade de avaliar se a questão da não-conformidade atua de maneira semelhante em concretos de classes distintas.

A Tabela 3.1 apresenta uma breve quantificação dos corpos de prova em função da classe de resistência do concreto.

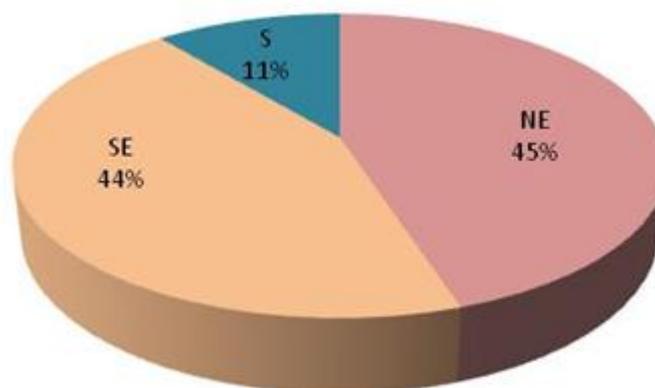
Tabela 3.1 – Quantificação dos corpos de prova por classe de resistência.

| Classe | Número de corpos de prova | Percentual |
|---------------|----------------------------------|-------------------|
| C20 | 1255 | 19 |
| C30 | 1233 | 19 |
| C40 | 3925 | 60 |
| C50 | 148 | 2 |
| Total | 6561 | 100 |

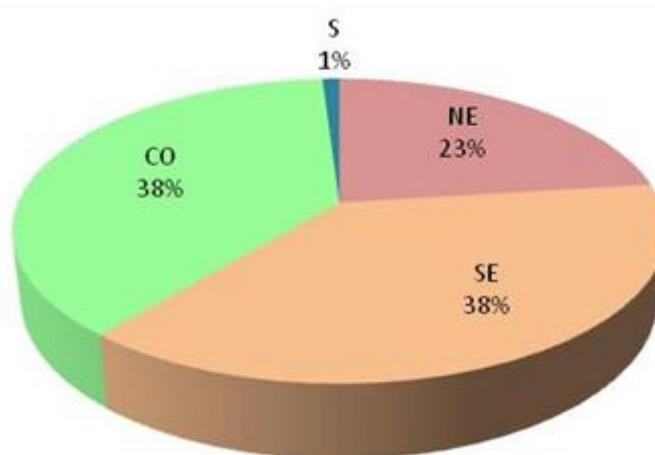
A Figura 3.2 apresenta uma distribuição percentual dos dados em relação às regiões geográficas (centro-oeste, nordeste, sul e sudeste) para as classes C20, C30 e C40. A classe C50 não foi incluída porque os seus dados são provenientes somente da região nordeste.



a) Concreto C20



b) Concreto C30



c) Concreto C40

Figura 3.2 – Percentual dos dados em relação às regiões geográficas.

3.3 Tratamento dos Dados

Embora o controle estatístico esteja sendo realizado nas obras de concreto armado no Brasil, é de conhecimento público que boa parte destes concretos apresenta resistência não-conforme.

A importância do assunto se reflete na ocorrência de eventos destinados à sua discussão – mesa-redonda “resistência de concreto: sua obra está segura?” promovida pelo SINDUSCON-BA no dia 18 de maio de 2010 na cidade de Salvador – e na criação de grupos destinados ao seu estudo – “comitê técnico sobre conformidade do concreto” da ABECE.

A natureza aleatória da resistência do concreto demanda uma abordagem estatística. A Figura 3.3 ilustra um histograma (obtido por simulação) de um concreto conforme da classe C30. Tal concreto, assim como qualquer outro, pode ser caracterizado por uma resistência média (f_{cm}), um desvio-padrão (σ) e uma distribuição de probabilidades

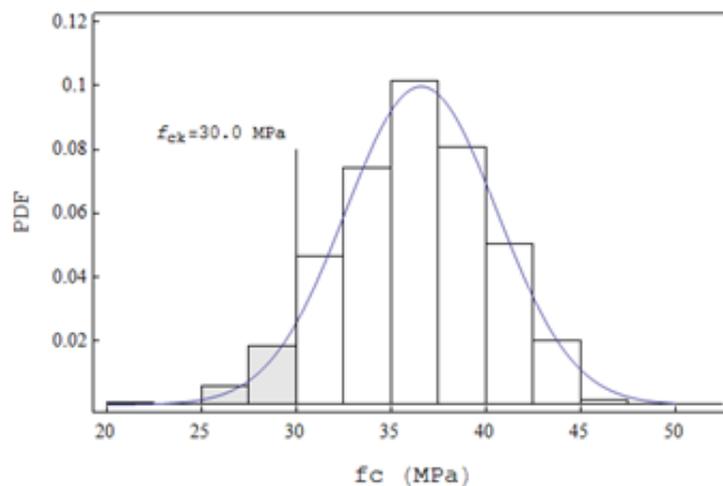


Figura 3.3 – Resultados obtidos por simulação de um concreto C30 conforme.

A distribuição normal, em conjunto com os parâmetros f_{cm} e σ descrevem, completamente, a resistência do concreto. Portanto, uma maneira de avaliar a questão da não-conformidade da resistência de um concreto é através da reconstrução da sua distribuição normal com base no valor estimado da sua resistência característica (f_{ckest}).

A NBR 12655:2006 estabelece que no caso de controle por amostragem parcial e número de amostras maior ou igual a vinte, a equação (3.1) deve ser utilizada para estimar a resistência característica:

$$f_{ckest} = f_{cm} - 1,65 \cdot \sigma_d \quad (3.1)$$

No caso de controle por amostragem total e número de amostras maior que vinte, a NBR 12655:2006 estabelece que a resistência característica deve ser estimada com base no resultado correspondente ao percentil de 5%. Neste caso, os resultados experimentais devem ser ordenados de maneira crescente ($f_1 < f_2 < f_3 < \dots < f_n$), sendo a resistência característica estimada dada por:

$$f_{ckest} = f_{int[0.05n]} \quad (3.2)$$

onde,

int[] representa a parte inteira.

O objetivo desta etapa do trabalho é obter uma descrição estatística que represente o conjunto de concretos produzidos no país. Deste modo, os dados provenientes de diferentes obras e originários em diferentes lotes foram agrupados e analisados em bloco.

Neste estudo, os resultados foram categorizados conforme a região geográfica (centro-oeste, nordeste, sul e sudeste) e estatísticas regionais foram calculadas. As estatísticas nacionais foram então obtidas a partir de ponderações das estatísticas regionais, sendo o peso empregado na ponderação função do número de amostras disponível para cada concreto em cada região geográfica.

A equação (3.3) apresenta a expressão usada na realização da ponderação, enquanto a Tabela 3.2 apresenta as principais informações estatísticas e peso por região geográfica.

$$\text{RESULTADO}_{\text{nacional}} = \sum(\text{RESULTADO}_{\text{regional}} \cdot \text{PESO}) \quad (3.3)$$

Tabela 3.2 – Resumo das informações sobre os concretos por região.

| Classe | Região | f_{ckest} (MPa) (Eq. 3.1) | f_{cm} (MPa) | σ (MPa) | C.V. | Peso |
|--------|--------|-----------------------------------|----------------|----------------|-------|--------|
| C20 | CO | 23,1 | 26,1 | 1,8 | 0,069 | 0,7076 |
| | NE | 7,0 | 19,0 | 7,5 | 0,396 | 0,0064 |
| | S | 20,9 | 26,9 | 3,6 | 0,134 | 0,2861 |
| | SE | - | - | - | - | - |
| C30 | CO | - | - | - | - | - |
| | NE | 28,9 | 34,4 | 3,3 | 0,095 | 0,4542 |
| | S | 27,7 | 34,6 | 4,2 | 0,122 | 0,1014 |
| | SE | 26,7 | 33,2 | 3,9 | 0,118 | 0,4444 |
| C40 | CO | 41,1 | 44,6 | 2,1 | 0,048 | 0,3857 |
| | NE | 31,4 | 40,0 | 5,2 | 0,130 | 0,2341 |
| | S | 39,8 | 44,2 | 2,6 | 0,060 | 0,0033 |
| | SE | 34,1 | 40,3 | 3,8 | 0,094 | 0,3768 |
| C50 | CO | - | - | - | - | - |
| | NE | 42,4 | 47,2 | 2,9 | 0,062 | 1,0000 |
| | S | - | - | - | - | - |
| | SE | - | - | - | - | - |

3.4 Resultados

A Figura 3.4 apresenta os histogramas obtidos a partir de ensaios de compressão em corpos-de-prova cilíndricos de concretos moldados no recebimento e ensaiados aos 28 dias com carregamento único, instantâneo e monotônico.

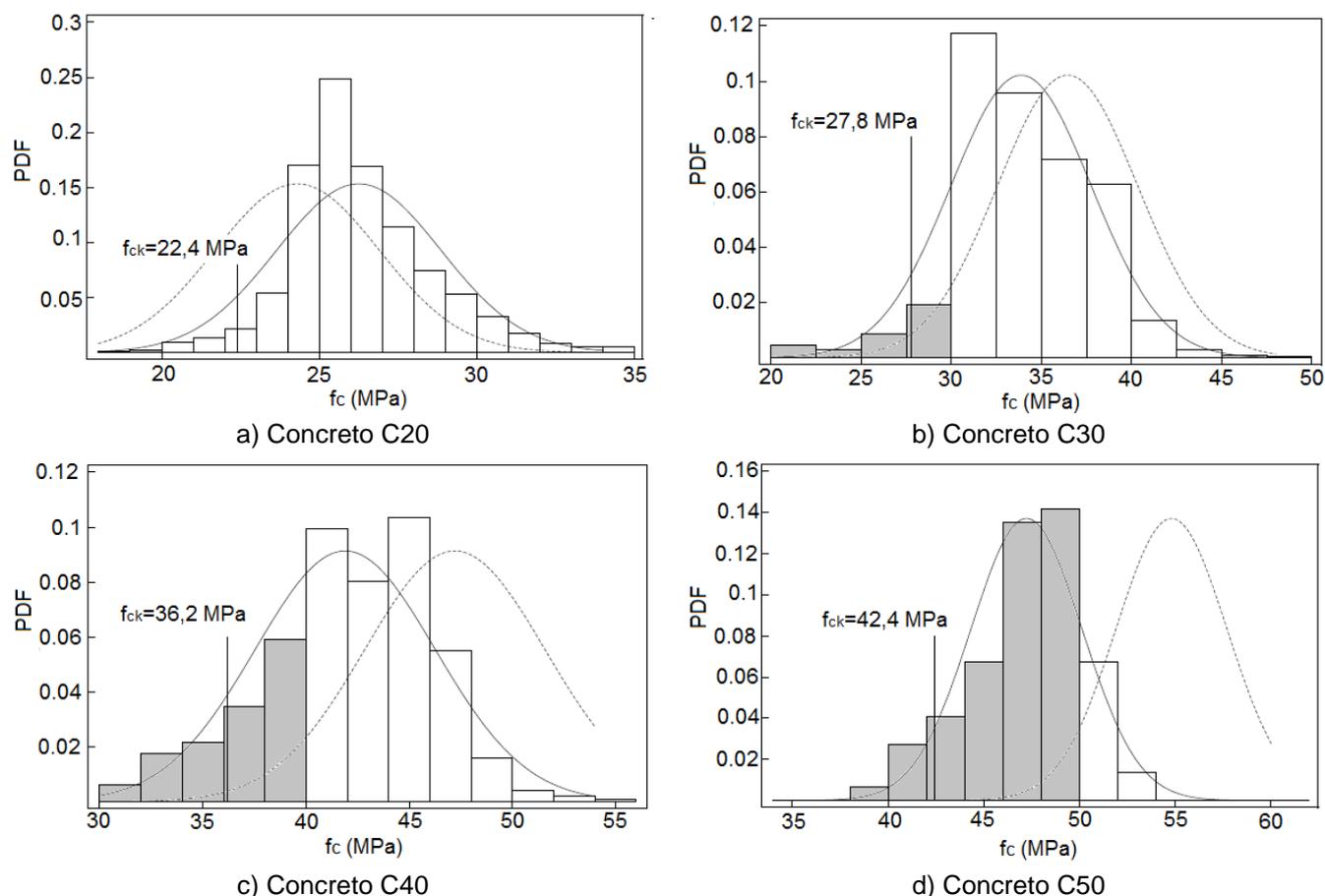


Figura 3.4 – Comparação entre histogramas (e funções de distribuição) dos concretos reais (linha contínua) e dos concretos ditos conformes (linha tracejada).

Os gráficos ilustram as resistências características estimadas para os concretos da base de dados deste trabalho. Em linhas contínuas são ilustradas as curva de distribuição de probabilidades dos concretos ensaiados, correspondentes aos histogramas. Em linhas tracejadas são ilustradas as curvas de distribuição de probabilidades dos mesmos concretos se estes fossem conformes.

A porção hachurada dos histogramas mostrados na Figura 3.4 destaca os concretos que ficaram abaixo da resistência especificada, cujo percentual é apresentado na Tabela 3.2.

Tabela 3.3 – Percentual de amostras não-conformes por classe de resistência do concreto.

| Classe | Percentual de amostras não-conformes |
|--------|--------------------------------------|
| C20 | 1% |
| C30 | 9% |
| C40 | 28% |
| C50 | 84% |

Por norma, o percentual de amostras não-conformes deveria ser limitado aos 5%. No entanto, são observados percentuais superiores para os concretos C30, C40 e C50 da base de dados estudada

Para cada classe de resistência do concreto, a Figura 3.5 ilustra a variação da razão entre a resistência média e a resistência característica especificada (f_{cm}/f_{ck}), da razão entre a resistência característica estimada e a resistência característica especificada (f_{ckest}/f_{ck}) e do coeficiente de variação (σ/f_{cm}).

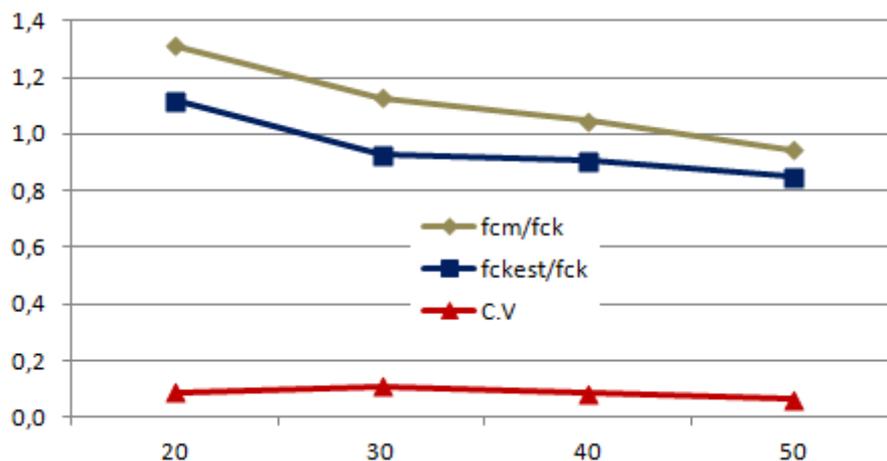


Figura 3.5 – Resumo dos dados sobre os concretos atualmente produzidos no país.

Na Figura 3.5 pode-se observar que, a despeito da heterogeneidade dos dados (em relação à classe do concreto e região geográfica das amostras) e apesar do pequeno número de amostras para a classe C50, as curvas de f_{ckest}/f_{ck} e f_{cm}/f_{ck} seguem uma mesma tendência.

Na Tabela 3.3 são apresentados os resultados obtidos em termos de f_{ckest} , f_{cm} , σ , coeficiente de variação (C.V.) e razão entre a resistência característica estimada e a resistência característica especificada (f_{ckest}/f_{ck}).

Tabela 3.4 – Resumo das informações sobre os concretos atualmente produzidos no país.

| Classe | f_{ckest} (MPa) (Eq. 3.1) | f_{ckest} (MPa) (Eq. 3.2) | f_{cm} (MPa) | σ (MPa) | C.V. | f_{ckest}/f_{ck} |
|--------|--------------------------------|--------------------------------|----------------|----------------|-------|--------------------|
| C20 | 22,4 | 22,9 | 26,2 | 2,4 | 0,089 | 1,119 |
| C30 | 27,8 | 28,2 | 33,9 | 3,7 | 0,108 | 0,927 |
| C40 | 36,2 | 33,7 | 41,9 | 3,5 | 0,080 | 0,904 |
| C50 | 42,4 | 41,1 | 47,2 | 2,9 | 0,062 | 0,849 |

Nesta Tabela, os valores de f_{ckest} são avaliados usando as equações 3.1 e 3.2. Observe-se que existe grande concordância dos resultados, como era de se esperar. Embora as equações 3.1 e 3.2 sejam equivalentes, vale salientar que a equação 3.1 assume uma distribuição normal dos dados, enquanto que a equação 3.2 assume uma distribuição acumulada empírica ($F_i=i/n$). O cálculo dos demais parâmetros apresentados na tabela é realizado utilizando-se os resultados da equação 3.1.

Observa-se na Tabela 3.3, assim como na Figura 3.5, que $f_{ckest} < f_{ck}$ para os concretos das classes C30, C40 e C50. Portanto, os resultados referem-se a concretos que, no conjunto, devem ser considerados não-conformes.

A magnitude da não-conformidade destes concretos pode ser avaliada qualitativamente na Figura 3.4 a partir da diferença entre as curvas de distribuição de probabilidades (linha contínua para concretos reais e linha tracejada para concretos conformes).

O que fica evidente é que o problema da não-conformidade é mais significativo para os concretos de maior resistência. Inclusive, o problema não se mostra presente nos concretos da classe C20. Os dados mostram um concreto “mais do que estritamente conforme” para a classe C20.

Os resultados deixam claro que a equação de dosagem não tem sido respeitada pelas concreteiras: os concretos das classes C30, C40 e C50 apresentaram resistência média próxima da resistência característica especificada em projeto.

Esta constatação confirma observações de Grandiski (FARIA, 2009) de que as concreteiras têm centrado a resistência de dosagem na própria resistência característica, e não na resistência média.

Este resultado certamente tem um impacto negativo na confiabilidade das estruturas produzidas. Frente a esta realidade, não adotar medidas de mitigação (por hipótese) equivaleria a projetar estruturas de concreto com coeficiente de segurança (γ_c) menor do que o preconizado nas normas.

A Tabela 3.4 apresenta o valor equivalente do coeficiente de segurança do concreto (γ_c) para cada uma das classes estudadas neste trabalho. No entanto, é interessante salientar que a quantificação do impacto desses resultados envolve análises de confiabilidade estrutural.

Tabela 3.5 – Coeficiente de segurança equivalente para cada classe de resistência do concreto.

| Classe | γ_c |
|---------------|------------------------------|
| C20 | 1,57 |
| C30 | 1,30 |
| C40 | 1,26 |
| C50 | 1,19 |

4. CONFIABILIDADE DE PILARES CURTOS SUBMETIDOS À COMPRESSÃO SIMPLES

4.1 Formulação do Problema

A não-conformidade da resistência dos concretos, verificada através dos resultados experimentais, certamente afeta a segurança das estruturas produzidas no Brasil. Nesta seção, estuda-se o efeito da não-conformidade da resistência dos concretos na redução da segurança das estruturas produzidas a partir de análises de confiabilidade comparativas entre os concretos ditos conformes e os concretos reais (não-conformes).

Dentre os diferentes elementos estruturais em concreto armado, são os pilares curtos submetidos à compressão centrada cuja capacidade resistente mais fortemente depende da resistência à compressão do concreto. Portanto, nesta avaliação do efeito da não-conformidade, apenas pilares curtos sujeitos a forças normais são considerados

O estado limite último dos pilares curtos submetidos à compressão simples é alcançado quando é verificada na peça uma deformação última igual a 2‰. É possível adotar esta hipótese porque esses pilares não estão sujeitos aos efeitos de instabilidade.

A NBR 6118:2004 indica que uma excentricidade mínima deve ser considerada mesmo no projeto dos pilares curtos. As excentricidades são responsáveis por provocar momentos fletores (de segunda ordem) que podem originar tensões de tração ao longo da seção transversal da peça.

Por outro lado, os máximos efeitos de não-conformidades na resistência à compressão do concreto são observados nos pilares em que toda a seção transversal está sujeita a tensões de compressão. Desta maneira, por simplificação, nenhuma excentricidade é considerada na análise realizada neste trabalho.

4.1.1 Variáveis de Resistência

A resistência à compressão do concreto (f_c) e a resistência do aço (f_s) são as variáveis aleatórias que mais afetam a resistência dos pilares. Outra variável aleatória que também afeta a resistência dos pilares é a incerteza nas dimensões da seção transversal da peça (C). Os parâmetros e distribuições de probabilidades destas variáveis são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Variáveis aleatórias de resistência.

| Variável | Distribuição | Média | C.V. | |
|----------|------------------------------|------------------------------|-------------------------------------|------------------------------|
| f_c | Conforme | C20 | | 0,098 |
| | | C30 | normal | 0,102 |
| | | C40 | | $f_{ck} + 1,65.\sigma$ |
| | | C50 | | 0,076 |
| | | 0,053 | | |
| | Real | C20 | | 0,089 |
| | | C30 | normal | $1,119.f_{ck} + 1,65.\sigma$ |
| | | C40 | | $0,927.f_{ck} + 1,65.\sigma$ |
| C50 | | $0,904.f_{ck} + 1,65.\sigma$ | | |
| | $0,849.f_{ck} + 1,65.\sigma$ | | | |
| f_s | lognormal | $1,08.f_{sk}$ | 0,050 | |
| C | normal | $0,003.b^*$ (mm) | $\frac{4mm + 0,006.b^*}{0,003.b^*}$ | |

* b é a largura de um pilar com seção transversal quadrada.

Os parâmetros da resistência dos concretos são avaliados a partir da equação 2.4 apresentada no capítulo 2 deste trabalho. Tanto no caso do concreto conforme quanto no caso do concreto real, são utilizados os desvios-padrão experimentais reportados na Tabela 3.3 do capítulo 3 deste trabalho.

Os parâmetros da resistência do aço são obtidos de Ellingwood e Galambos (1982). Salienta-se que neste trabalho é considerado o aço estrutural do tipo CA-50 que é aquele cuja tensão de escoamento característica é igual a 500 MPa.

O JCSS (2001) indica os parâmetros da variável que quantifica a incerteza nas dimensões dos pilares, incerteza essa que é proveniente de imperfeições na geometria da peça.

4.1.2 Variáveis de Solicitação

Com a finalidade de avaliar a confiabilidade dos pilares em condição de trabalho (considerando as ações esperadas em uma estrutura), são incorporadas duas variáveis de solicitação na análise de confiabilidade: ação permanente (D) e ação variável (L).

Os valores nominais destas ações – D_n e L_n – são determinados a partir das equações de projeto dos pilares, usando como base a NBR 6118:2003 e a NBR 8681:2003.

Na avaliação de confiabilidade de um pilar genérico (ou seja, sem considerar uma estrutura em particular), a ordem convencional de projeto é invertida. Ao invés de se dimensionar o pilar para um dado carregamento, encontra-se o carregamento que poderia ser imposto ao pilar que apresenta uma seção transversal pré-definida.

Definidas a resistência do concreto (f_{ck}), as dimensões da seção transversal ($b \times b$) e a taxa de armadura (ρ), é possível determinar a resistência de projeto de um pilar curto submetido à compressão simples através de:

$$R_D = \frac{0,85 \cdot [b^2 - A_s] \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \cdot f_y}{\gamma_s} \quad (4.1)$$

onde ,

$\gamma_c = 1,4$ é dado pela NBR 6118:2004;

$\gamma_s = 1,15$ é dado pela NBR 6118:2004;

f_y é a tensão no aço corresponde à deformação de ruptura do concreto (2‰).

De posse da resistência de projeto, esta é igualada à solicitação de projeto, conforme é apresentado a seguir:

$$R_D = S_D = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n \quad (4.2)$$

onde,

$\gamma_D = 1,4$ é o coeficiente de majoração da ação permanente, dado pela NBR 8681:2003 e NBR 6118 para estruturas de concreto;

$\gamma_L = 1,4$ é o coeficiente de majoração da ação variável, dado pela NBR 8681:2003 edificações tipo 2 e ação variável $< 5 \text{ kN/m}^2$.

Dividindo a equação (4.2) por D_n e rearranjando os termos, obtém-se:

$$D_n = \frac{R_D}{\gamma_D + \gamma_L L_n / D_n} \quad (4.3)$$

Escolhendo uma razão de carregamento (L_n/D_n), encontra-se a carga permanente nominal (D_n), e a partir desta a ação variável nominal (L_n). Ellingwood e Galambos (1982) indicam os parâmetros e distribuições de probabilidades dessas duas variáveis de solicitação em função dos seus valores nominais (Tabela 4.2).

Tabela 4.2 – Variáveis aleatórias de solicitação.

| Variável | Distribuição | Média | C.V. |
|----------|--------------|------------|------|
| D | normal | $1,05.D_n$ | 0,10 |
| L | gumbel | $1,00.L_n$ | 0,25 |

Segundo Szerzen e Nowak (2003) a razão de carregamento para estruturas de concreto armado está compreendida entre 0,1 e 1,5 ($0,1 \leq L_n/D_n \leq 1,5$). Segundo Ellingwood e Galambos (1982), a razão de carregamento costuma ficar compreendida entre 0,5 e 1,5 ($0,5 \leq L_n/D_n \leq 1,5$). Portanto, neste trabalho, são consideradas quinze razões de carregamento: $L_n/D_n = \{0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8; 0,9; 1,0; 1,1; 1,2; 1,3; 1,4; 1,5\}$.

4.1.3 Taxa Geométrica de Armadura

Outro parâmetro importante na análise de confiabilidade é a taxa geométrica de armadura. Neste trabalho são considerados três valores da taxa geométrica de armadura: $\rho = \{\rho_{\min}; 2,0\%; 4,0\%\}$. Vale salientar que a taxa de armadura mínima (ρ_{\min}) é obtida seguindo as prescrições da NBR 6118:2004 para pilares.

4.1.4 Equação de Estado Limite

Para um pilar de concreto armado com seção transversal quadrada (dimensões nominais $b \times b$) e área de aço A_s , a equação de estado limite para análise de confiabilidade é:

$$g(X) = 0,85 \cdot [(C + b) \cdot (C + b) - A_s] \cdot f_c + A_s \cdot f_s - D - L \quad (4.5)$$

onde,

C é a variável aleatória que quantifica a incerteza nas dimensões da seção transversal a partir das dimensões nominais;

f_c é a resistência do concreto (variável aleatória);

f_s é a resistência do aço (variável aleatória);

D é a ação permanente (variável aleatória);

L é a ação variável (variável aleatória).

Para estudar o efeito da não-conformidade do concreto na confiabilidade das estruturas, dois grupos de resultados são obtidos: considerando o concreto conforme e o concreto real. A determinação dos índices de confiabilidade é feita via método de confiabilidade de primeira ordem utilizando o programa computacional StRAnD: *Structural Reliability Analysis and Design* desenvolvido por Beck (2007).

4.2 Resultados da análise de confiabilidade

Os índices de confiabilidade obtidos para pilares com diferentes taxas de armaduras e concreto real estão ilustrados na Figura 4.1. Quatro conjuntos de resultados são apresentados na figura, conforme legenda.

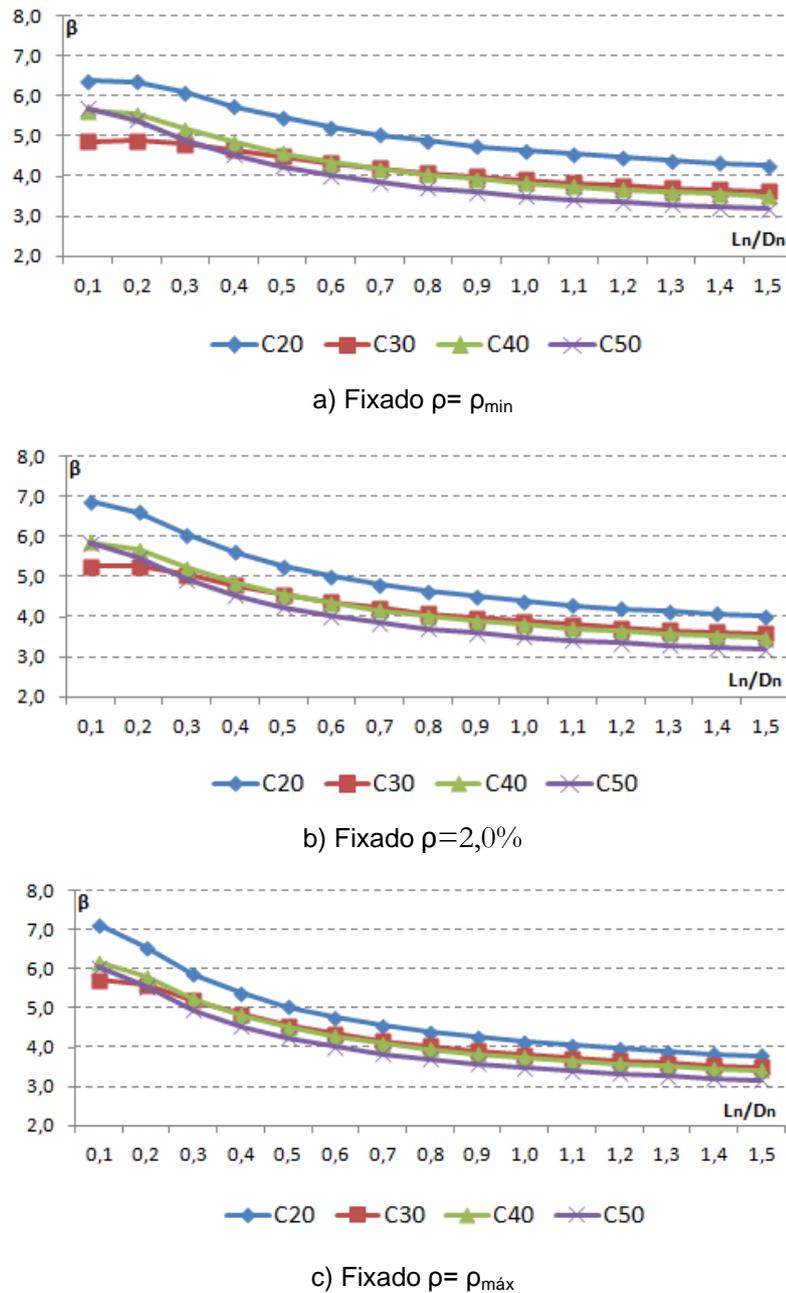


Figura 4.1 – Índices de confiabilidade em função da razão de carregamento L_n/D_n e da classe do concreto.

Os resultados apresentados na Figura 4.1 mostram uma clara dependência do índice de confiabilidade em relação à razão de carregamento. Este comportamento decorre da adoção de coeficientes γ_D e γ_L constantes, independentes da razão de carregamento. Como o coeficiente de variação da ação variável (0,25) é muito maior do que o coeficiente de variação da ação permanente (0,10), à medida que a proporção da ação variável aumenta, o índice de confiabilidade diminui.

Na Figura 4.1, a distância entre as curvas reflete a variação do índice de confiabilidade com a classe de resistência do concreto. A figura mostra que, para razões de carregamento maiores que 0,4 ($L_n/D_n > 0,4$), o índice de confiabilidade decresce à medida que a resistência do concreto aumenta, sendo que as curvas tendem a se aproximar quando a taxa de armadura aumenta. Este resultado é consequência do efeito da não-conformidade, que é maior para concretos de maior resistência.

A figura 4.1 também mostra que, para razões de carregamento menores ou iguais a 0,4 ($L_n/D_n \leq 0,4$), o índice de confiabilidade aumenta à medida que a resistência do concreto aumenta. O concreto C20 (real) fica fora desta tendência por ser um concreto que supera as expectativas de um concreto dito conforme.

É interessante salientar que a mudança na tendência das curvas para razões de carregamentos menores ou iguais a 0,4 ($L_n/D_n \leq 0,4$) se mostra menos pronunciada à medida que a taxa de armadura cresce. Isso acontece porque o aumento da taxa de armadura implica na redução da importância do concreto na manutenção da capacidade resistente da peça.

A Figura 4.2 apresenta os índices de confiabilidade obtidos para pilares com concreto da classe C20 e com diferentes taxas de armadura. Dois conjuntos de resultados são apresentados nesta figura. A curva tracejada mostra os resultados obtidos para o concreto dito conforme, enquanto a curva contínua mostra os resultados obtidos para o concreto real. A figura deixa claro que a questão da não-conformidade da resistência do concreto não se mostra presente nos concretos da classe C20.

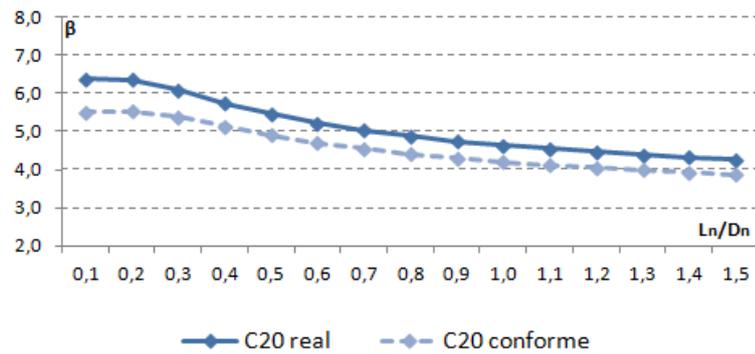
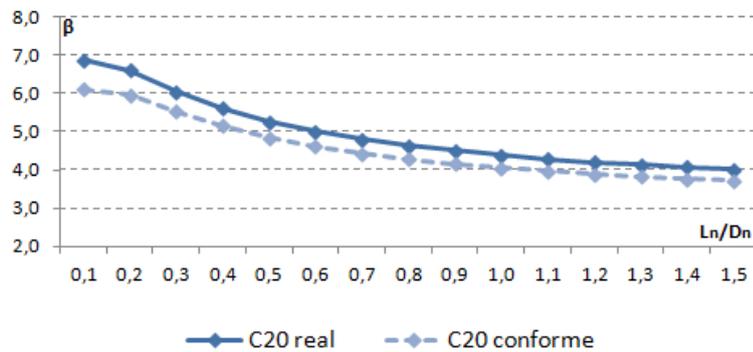
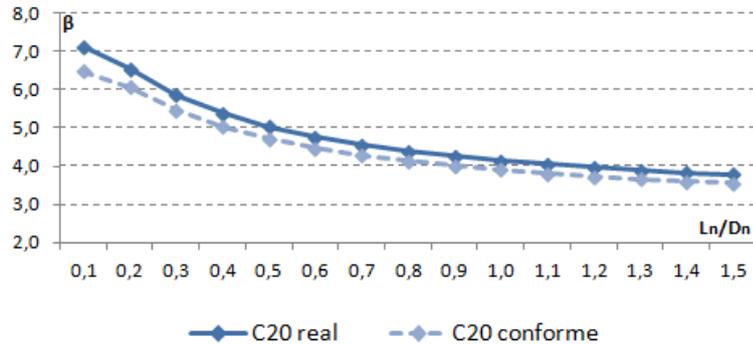
a) Fixado $\rho = \rho_{\min}$ b) Fixado $\rho = 2,0\%$ c) Fixado $\rho = \rho_{\max}$

Figura 4.2 – Índices de confiabilidade para a classe C20 em função da razão de carregamento L_n/D_n .

Os índices de confiabilidade obtidos para pilares com concreto da classe C30 e com diferentes taxas de armaduras podem ser vistos na Figura 4.3. A figura evidencia que a não-conformidade da resistência do concreto afeta de maneira moderada a segurança dos pilares confeccionados com concretos da classe C30. Conforme esperado, efeitos da não-conformidade são maiores para pequenas razões de carregamento, região onde a resistência do concreto tem mais importância.

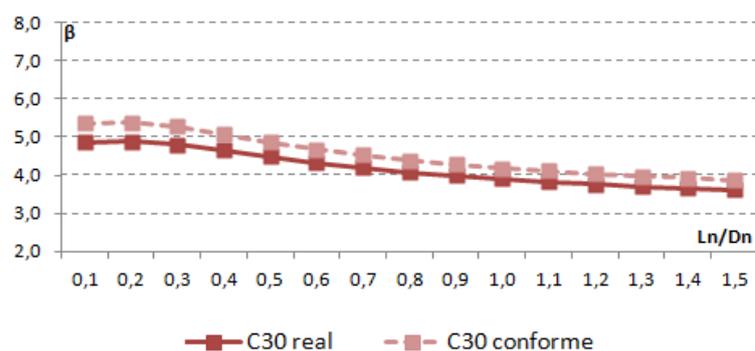
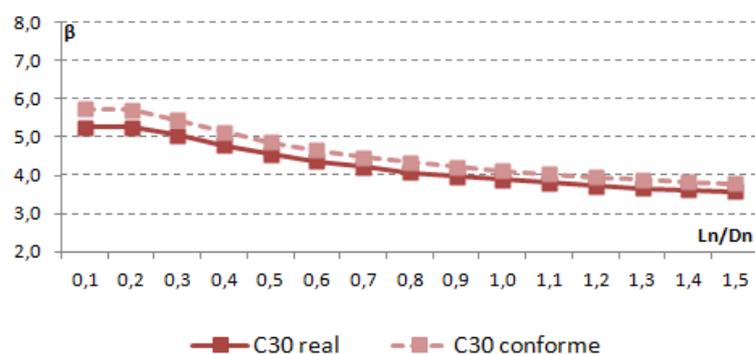
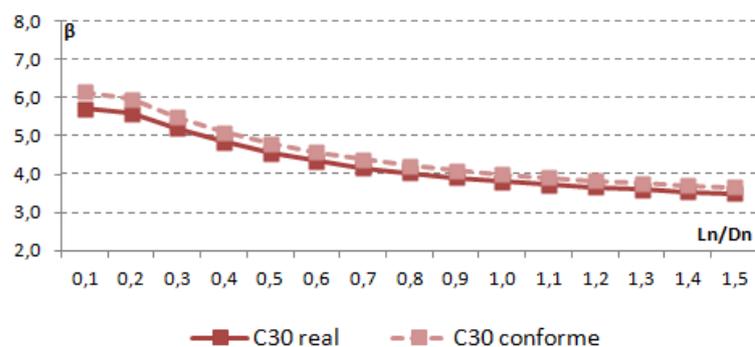
a) Fixado $\rho = \rho_{\min}$ b) Fixado $\rho = 2,0\%$ c) Fixado $\rho = \rho_{\max}$

Figura 4.3 – Índices de confiabilidade para a classe C30 em função da razão de carregamento L_n/D_n .

A Figura 4.4 apresenta os índices de confiabilidade obtidos para pilares com concreto da classe C40 e com diferentes taxas de armadura. Verifica-se que para a classe C40 a não-conformidade da resistência do concreto acarreta uma diminuição mais pronunciada do índice de confiabilidade dos pilares. Esta redução é significativa, uma vez que os índices de confiabilidade são reduzidos abaixo de valores alvo para razões de carregamento maiores que 1,0. Segundo o EUROCODE, por exemplo, o índice de confiabilidade para colunas deve ser pelo menos igual a 3,8.

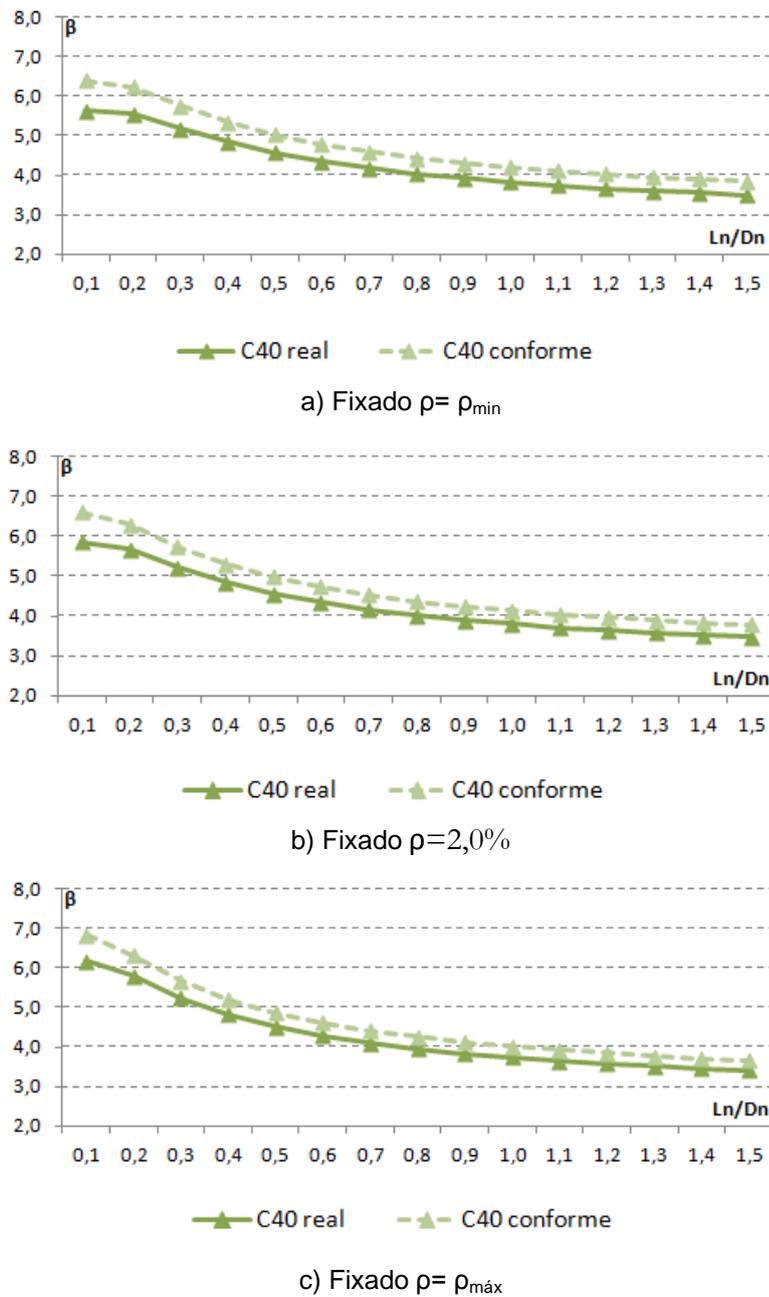


Figura 4.4 – Índices de confiabilidade para a classe C40 em função da razão de carregamento L_n/D_n .

Os índices de confiabilidade obtidos para pilares com concreto da classe C50 e com diferentes taxas de armaduras podem ser vistos na Figura 4.5. Verifica-se que para a classe C50 a não-conformidade da resistência do concreto reduz de forma ainda mais significativa o índice de confiabilidade dos pilares. A figura deixa evidente que a classe C50 é a mais afetada pelo problema da não-conformidade da resistência do concreto.

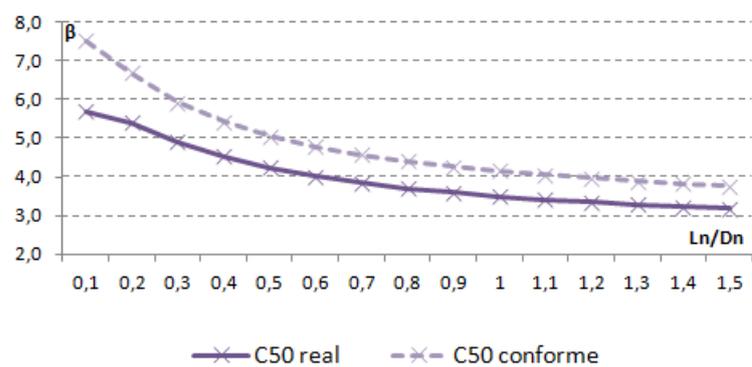
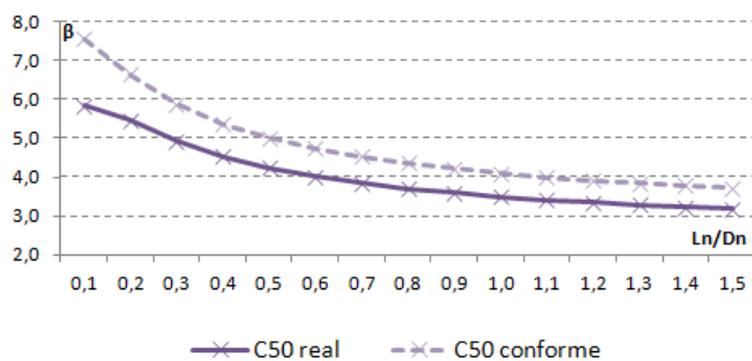
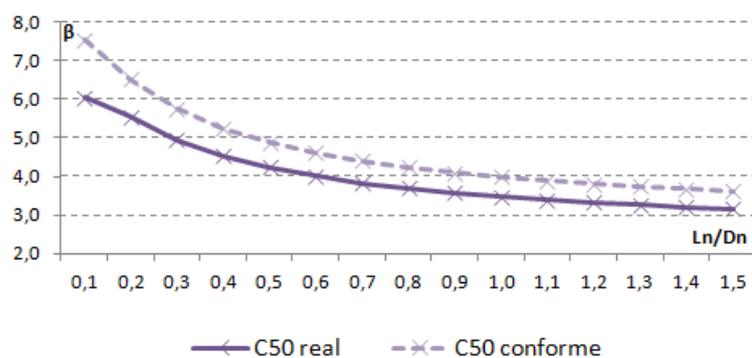
a) Fixado $\rho = \rho_{\min}$ b) Fixado $\rho = 2,0\%$ c) Fixado $\rho = \rho_{\max}$

Figura 4.5 – Índices de confiabilidade para a classe C50 em função da razão de carregamento L_n/D_n .

Os resultados apresentados nas últimas figuras mostram que à medida que a resistência do concreto aumenta, ocorre um aumento no distanciamento entre as curvas tracejadas e contínuas. Este resultado indica que os efeitos da não-conformidade do concreto aumentam à medida que a resistência do concreto aumenta. Isto ocorre porque o percentual de amostras não-conformes, na base de dados estudada, aumenta com a classe de resistência do concreto (Tabela 3.3).

De maneira semelhante, observa-se que quanto menor a taxa de armadura, maior é o efeito da não-conformidade. Isto é natural, pois para taxas de armadura menores a parcela de contribuição do concreto deve ser maior. Finalmente, observa-se que os maiores efeitos da não-conformidade ocorrem na região das pequenas razões de carregamento ($L_n/D_n \leq 0,4$). Mais uma vez, isto ocorre porque nesta região a resistência do concreto tem contribuição maior.

Na Tabelas 4.3 são apresentados os menores e maiores valores registrados para o índice de confiabilidade para cada uma das classes de resistência de concreto que foram estudadas. Os resultados apresentados nesta tabela novamente indicam que quanto maior a resistência do concreto, maior será a influência da não-conformidade na segurança da estrutura.

Tabela 4.3 – Menores e maiores valores encontrados para o índice de confiabilidade.

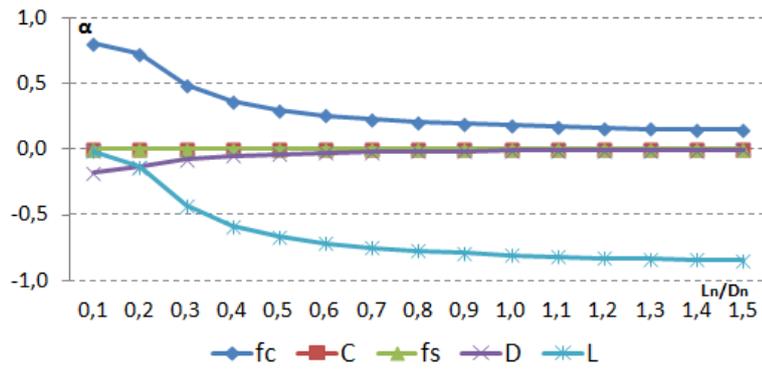
| Classe | β_{\min} | β_{\max} |
|---------------|----------------|----------------|
| C20 | 3,78 | 7,13 |
| C30 | 3,57 | 5,71 |
| C40 | 3,39 | 6,16 |
| C50 | 3,16 | 6,05 |

Os coeficientes de sensibilidade (cossenos diretores) das variáveis aleatórias do problema são ilustrados nas Figuras 4.6, 4.7 e 4.8 em função da razão de carregamento. Esses coeficientes mostram a contribuição de cada variável aleatória na probabilidade de falha. Variáveis de solicitação (L e D) aparecem com coeficientes negativos, enquanto que variáveis de resistência (f_c , f_s e C) aparecem com coeficientes positivos.

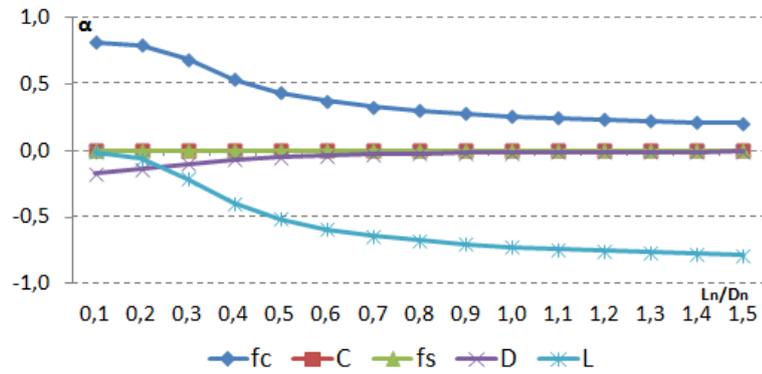
Estas figuras mostram como a incerteza na ação variável exerce um papel que é crescentemente dominante à medida que aumenta a razão de carregamento, o que é natural. Menos evidente é a crescente dominância da ação variável com aumento da taxa de armadura.

A resistência do concreto é a segunda variável aleatória mais importante, especialmente para pilares com baixas taxas de armaduras e com concretos de menor resistência. Com o aumento da taxa de armadura, a importância do concreto é reduzida e isto acarreta no aumento da importância da ação variável. Todavia, é importante salientar que a resistência do concreto assume a posição de variável aleatória mais importante quando a razão de carregamento é pequena ($L_n/D_n \leq 0,4$).

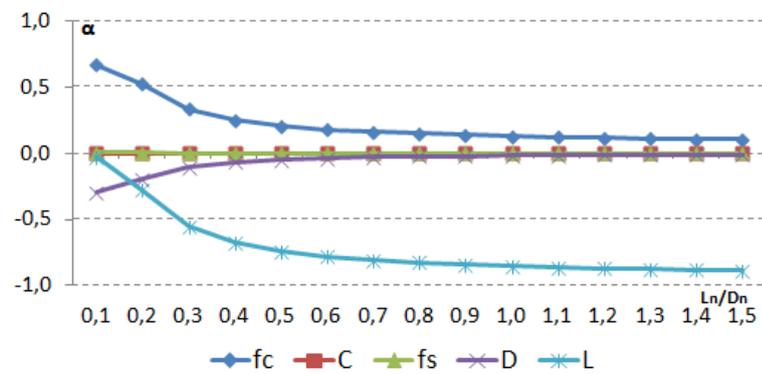
No mais, é possível notar que os coeficientes de sensibilidade se estabilizam para razões de carregamentos pequenas, havendo, portanto, um equilíbrio entre os coeficientes da resistência do concreto e da ação permanente.



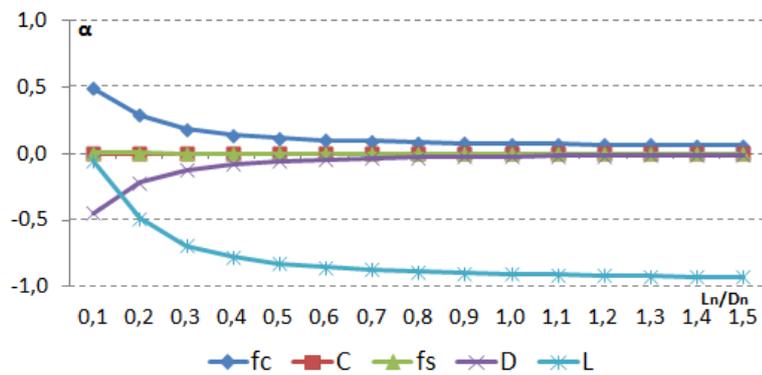
a) Fixada a classe C20



b) Fixada a classe C30

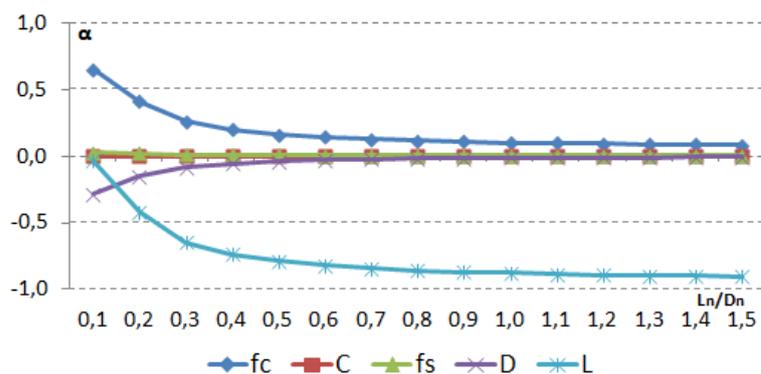


c) Fixada a classe C40

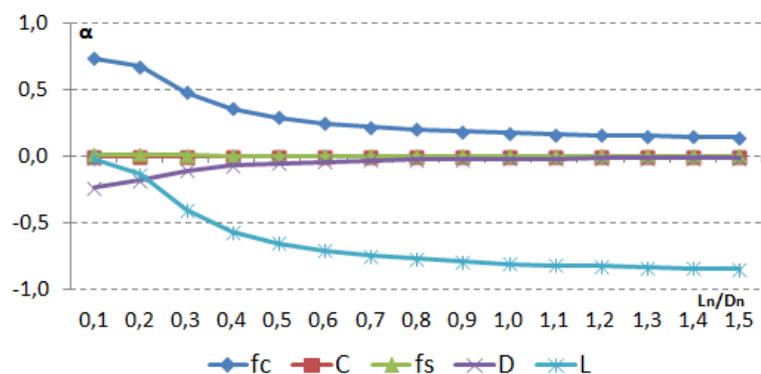


d) Fixada a classe C50

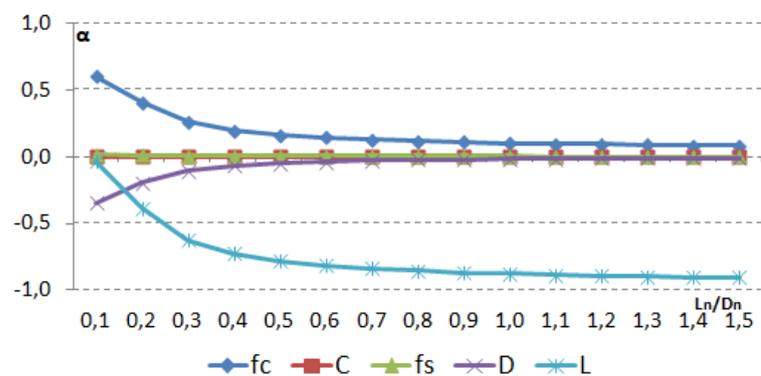
Figura 4.6 – Coeficientes de sensibilidade para $p = \rho_{\min}$ em função da razão de carregamento L_n/D_n .



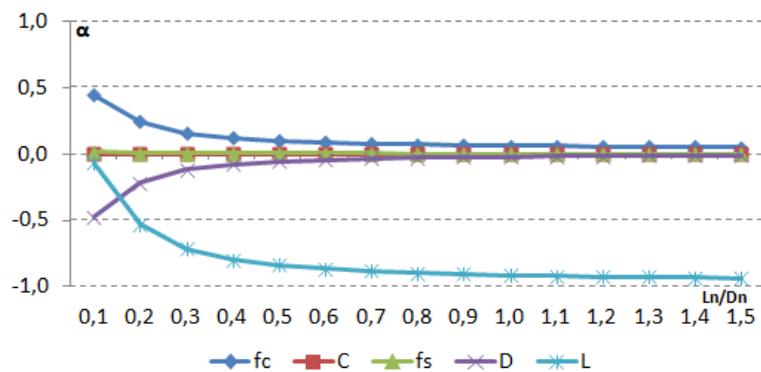
a) Fixada a classe C20



b) Fixada a classe C30

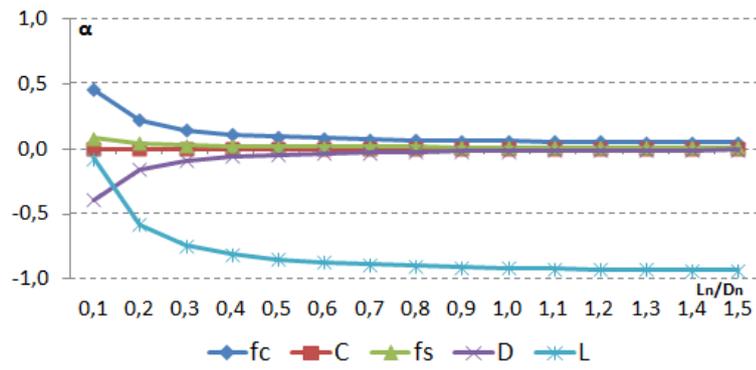


c) Fixada a classe C40

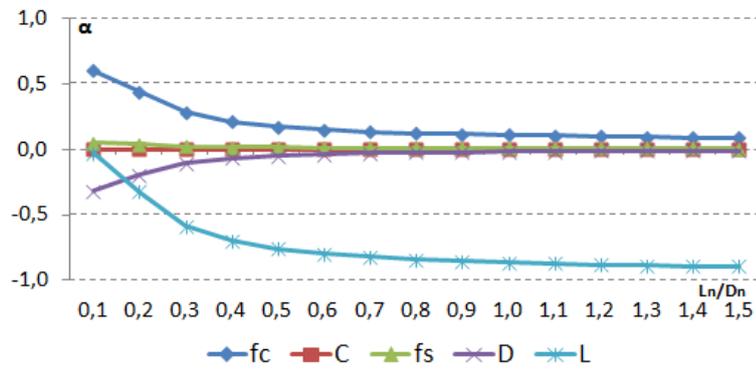


d) Fixada a classe C50

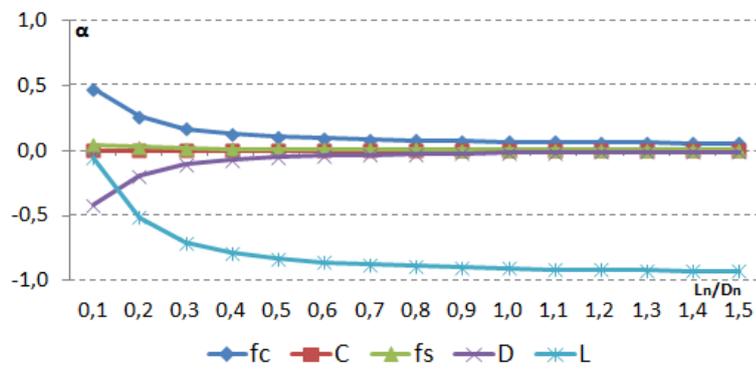
Figura 4.7 – Coeficientes de sensibilidade para $\rho=2,0\%$ em função da razão de carregamento L_n/D_n .



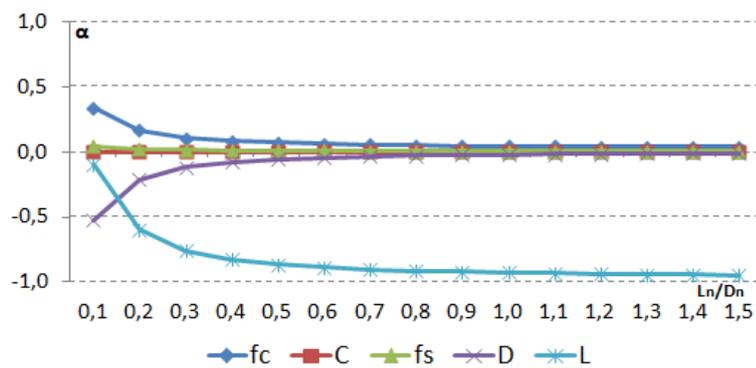
a) Fixada a classe C20



b) Fixada a classe C30



c) Fixada a classe C40



d) Fixada a classe C50

Figura 4.8 – Coeficientes de sensibilidade para $\rho = \rho_{\text{máx}}$ em função da razão de carregamento L_n/D_n .

5. CONCLUSÕES

5.1 Conclusões Gerais

Este trabalho apresentou uma investigação a respeito da resistência à compressão de concretos usinados produzidos no Brasil a partir de uma base de dados com mais de seis mil corpos-de-prova moldados *in loco* no recebimento do concreto.

Verificou-se que a questão da não-conformidade atinge grande parte dos concretos produzidos no país, e que o percentual de concretos não-conformes aumenta conforme aumenta a classe de resistência do concreto.

O trabalho apresentou, ainda, uma análise do impacto da não-conformidade destes concretos na redução da confiabilidade de pilares curtos submetidos à compressão simples.

Notou-se que a redução na confiabilidade de pilares produzidos com concretos não-conformes de algumas classes chega a ser significativa porque os índices de confiabilidade mínimos estão abaixo, por exemplo, do índice de confiabilidade alvo utilizado na calibração do EUROCODE.

Os resultados apresentados neste trabalho ilustraram aspectos do problema da não-conformidade da resistência dos concretos produzidos no Brasil. Por não se tratar de estudo de uma obra em particular, efeitos de medidas mitigatórias não puderam ser considerados.

5.2 Conclusões da Análise Estatística dos Dados

Os estudos feitos neste trabalho permitem concluir que grande parte dos concretos produzidos no Brasil apresentam resistência não-conforme. Isto denuncia

que muitas edificações não apresentam o nível de segurança previsto nas normas, isso se for imaginado que nenhuma medida de mitigação foi adotada.

Embora a NBR 12655:2006 limite o percentual de concretos não-conformes em 5%, este trabalho revelou percentuais muito superiores para os concretos da base de dados estudada.

Este trabalho ainda mostrou que, no geral, os concretos apresentaram resistência média muito próxima da resistência característica. Este resultado é forte indício de que as concreteiras estão centrando a resistência de dosagem na resistência característica e não na resistência média, como preconizado em norma. Esta conclusão está de acordo com as observações de Grandinski (FARIA, 2009) de que as concreteiras têm centrado a resistência de dosagem na resistência característica, e não na resistência média.

5.3 Conclusões da Análise de Confiabilidade

Este trabalho também mostrou de que maneira a não-conformidade dos concretos atualmente produzidos no país afeta a segurança das estruturas. O estudo englobou ampla gama de configurações de pilar, o que incluiu quatro classes de resistência do concreto, três taxas de armadura e quinze razões entre ação variável e ação permanente.

Para os concretos da classe C20, verificou-se um aumento na confiabilidade dos pilares. Por outro lado, para os concretos da classe C30 verificou-se uma redução moderada na confiabilidade dos pilares. Embora a redução na confiabilidade de pilares produzidos com concretos não-conformes na classe C30 não seja catastrófica, tal fato não pode ser utilizado como justificativa para a perpetuação da confecção de concretos não-conformes.

Já para os concretos das classes C40 e C50, verificou-se uma redução significativa na confiabilidade dos pilares (redução entre 1,0 e 0,5 nos índices de confiabilidade). A redução mostrou-se mais acentuada para as menores taxas de armadura e para as menores razões entre ações acidentais e ações permanentes. A redução na confiabilidade das colunas produzidas com os concretos C40 e C50 é

considerada significativa porque, para razões de carregamento L_n/D_n maiores que um, os índices de confiabilidade obtidos com os concretos reais ficou abaixo do índice de confiabilidade alvo para pilares, $\beta=3.8$. Isto mostra uma redução não-aceitável na segurança dos pilares. Este resultado reforça a necessidade da adoção de medidas de reforço e recuperação quando a não-conformidade do concreto é detectada em uma obra em particular.

5.4 Trabalhos Futuros

Avaliações futuras podem ser feitas uma vez que sejam coletados dados que incluam concretos não considerados neste trabalho, tais como: concretos de unidades federativas não abordadas, concretos de classes de resistência não contempladas, concretos misturados em loco etc.

Existe amplo espaço para implantação de melhorias nas normas técnicas brasileiras. No entanto, a adoção de eventuais melhorias pressupõem que as normas existentes estejam sendo corretamente seguidas. O grupo de pesquisa do Prof. Dr. André Teófilo Beck está trabalhando em um projeto de longo prazo que visa a calibração, baseada em confiabilidade, dos coeficientes de segurança utilizados nas normas de projeto brasileiras. O estudo da conformidade dos concretos produzidos no país é fundamental para se atingir este objetivo.

REFERÊNCIAS

AGUIAR, E.A.B. **Projeto de pilares de concreto de alto desempenho**. São Carlos. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2000.

American Concrete Institute. **Evaluation of strength test results of concrete**, ACI 214-2002. Detroit, 2002.

ANG, A. H-S; TANG, W. H. **Probability Concepts in engineering planning and design**. v. 2 - Decision, Risk, and Reliability. New York: John Wiley & Sons, 1984.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Concreto – Preparo, controle e recebimento**, NBR 12655:2006. Rio de Janeiro, 2006.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Agregado para concreto – Especificação**, NBR 7211:2005. Rio de Janeiro, 2005.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**, NBR 6118:2004. Rio de Janeiro, 2004.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Concreto - Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto**, NBR 7680:2007. Rio de Janeiro, 2007.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**, NBR 8681:2003. Rio de Janeiro, 2003.

BECK, A. T.; ROSA, E. **Structural Reliability Analysis Using Deterministic Finite Element Programs**, Latin American Journal of Solids and Structures. v.3, p.197-222, 2006.

BECK, A. T. **Computer-aided teaching of structural reliability**, XXVIII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, Porto – Portugal, 2007.

BECK, A. T. **StRAnD: Manual do Usuário**. São Carlos: EESC-USP, 2007.

BECK, A. T.; DÓRIA, A.S. **Reliability analysis of I-section steel columns designed according to new Brazilian building codes**. J. of the Braz. Soc. of Mech. Sci. & Eng. 30, p. 152-150, 2008.

BECK, A. T.; De OLIVEIRA, W. L. A.; De NARDIM, S.; EL DEBS, A. L. H. C. **Reliability-based Evaluation of Design Code Provisions for Circular Concrete-Filled Steel Columns**. Engineering Structures, Elsevier, Vol.31, No. 10, p. 2299-2308, October, 2009.

BECK, A. T. **Curso de confiabilidade estruturas: Notas de aula**. São Carlos: EESC-USP, 2010.

BECK, A. T.; SOUZA Jr, A. C. **A First Attempt Towards Reliability-based Calibration of Brazilian Structural Design Codes**, J. of the Braz. Soc. of Mech. Sci. & Eng., Vol. XXXII, No.2, p. 119-127, 2010.

CHAVES, I. A.; BECK, A. T.; MALITE M. **Reliability-based Evaluation of Design Guidelines for Cold-Formed Steel-Concrete Composite Beams**. J. of the Braz. Soc. of Mech. Sci. & Eng. 32, p. 442-449, 2010.

COSTA, C.; CARVALHO, P. A.; BORDADO, J.C., NUNCES A. **Estudo de Argamassas de Base Cimentícia por Microscopia Electrónica de Varrimento**. C.Tecn. Mat., Vol. 21, No.3-4, p.31-35, 2009.

DAL MOLIN, D.C.C. **Contribuição ao estudo das propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência com e sem adições de microssílica**. São Paulo. Tese (doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1995.

ELLINGWOOD, B.; GALAMBOS, T. V. **Probability-based criteria for structural design**, Structural Safety 1, p. 15-26, 1982.

European Committee for Standardization. **Basis of structural Design - Annex C: Basis for partial Factor design and reliability analysis**. EUROCODE, Brussels, 2001.

FARIA, R., 2009: Concreto não conforme, **Revista Técnica**, Edição 152, novembro 2009. Disponível em: <<http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/152/artigo156894-1.asp?o=r>>. Acesso em: 18 maio 2011.

FARRAN, J. **Contribution minéralogique à l'étude de l'adhérence entre les constituants hydratés des ciments et les matériaux enrobés**. Matériaux ET constructions, p. 155-172, 1956.

FUSCO, P.B. **Estruturas de concreto - solicitações normais**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 464p, 1981.

GIAMMUSSO, S. E. **Preparo do concreto**. São Paulo: ABCP, 1995.

HELENE, P.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. São Paulo: Pini, 1982.

JCSS - Joint Committee on Structural Safety, 2001, **Probabilistic Model Code**, disponível em: <http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code.aspx>. Acesso em: 18 abril 2011.

KIMURA, A. E. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. São Paulo: Pini, 2007.

MacGREGOR, J. G. **Reinforced concrete: mechanics and design**. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hall, 1992.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. Editora Pini. São Paulo, 2008.

MELCHERS, R. E. **Structural Reliability Analysis and Prediction**, 2nd edition, John Wiley and Sons, NY, 1999.

MELGES, J. L. P. **Dimensionamento de pilares com base na NBR 6118:2003**. Ilha Solteira: FEIS – UNESP, 2007.

MENTONE, F. J. et al. **Controle do concreto: Histórico da normalização, evolução dos conceitos e principais aspectos da norma em vigor**. Reibrac – Reunião Anual do IBRACON, 1994, Porto Alegre – RS. Anais Ibracon, p. 735-742, 1994.

MONTGOMERY, D. C.; RUNGER, G. C. **Applied statistics and probability for engineers**. John Wiley & Sons, 2003.

NEVILLE, A.M. **Properties of concrete. Burnt Mill**. England: Longman Scientific & Technical, 779p, 1988.

NOWAK, A. S.; SZERSZEN, M. M. **Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 1 – Statistical Models for Resistance**, ACI Structural Journal, v. 100, No. 3, p. 377-382, 2003.

PORRERO, K. **Evaluación de los ensayos de resistencia del concreto**. Boletín INME - Instituto de Materiales y Modelos Estructurales da Facultad de Ingenieria da Universidade Central de Venezuela, vol. 21, No. 72/73, p. 165-207, 1983.

SCADELAI, M. A. **Dimensionamento de pilares de acordo com a NBR 6118:2003**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2004.

SANTIAGO, W. C.; BECK, A. T. **Estudo da (Não-)Conformidade de Concretos Produzidos no Brasil e sua Influência na Confiabilidade de Pilares Curtos**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, V.4, p. 663-690, 2011.

SANTIAGO, W. C.; BECK, A. T. **Influência da (Não-)conformidade da Resistência do Concreto na Confiabilidade de Pilares Curtos Submetidos à Compressão Simples**. In: 53 Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON, 2011, Florianópolis, SC. Anais do 53 Congresso Brasileiro do Concreto, 2011. V.1.

SZERSZEN, M. M.; NOWAK, A. S. **Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 2 – Reliability Analysis and Resistance Factors**, ACI Structural Journal, v. 100, No. 3, p. 383-391, 2003.

THOFT-CHRISTENSEN, P.; MUROTSU, Y. **Application of structural systems reliability theory**. Berlin: Springer-Verlag, 1986.

VASCONCELOS, A. C. **Concreto de alto desempenho – CAD**. Material divulgado na Palestra “A prática de projetos estruturais usando concreto de alto desempenho” ministrada no Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 1998.

VENTURINI, W. S.; RODRIGUES, R. O. **Dimensionamento de Peças Retangulares de Concreto Armado Solicitadas à Flexão Reta**. São Carlos: EESC/USP, 1987.

<http://www.sinduscon-ba.com.br/eventos/prg_eve_det.cfm?eve=19>. Acesso em 18 abril 2011.

<http://www.abece.com.br/web/serv_comites.asp>. Acesso em 18 maio 2011.