

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA POLITÉCNICA
100 Anos

RUY ALBERTO CREMONINI

**ANÁLISE DE ESTRUTURAS ACABADAS: CONTRIBUIÇÃO
PARA A DETERMINAÇÃO DA RELAÇÃO ENTRE AS
RESISTÊNCIAS POTENCIAL E EFETIVA DO CONCRETO**

Tese apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de
São Paulo para a obtenção do
título de Doutor em Engenharia

Área de concentração:

Engenharia de Construção Civil

Orientador:

Prof. Paulo Helene

São Paulo

1994

Ào Amigo Paulo Henrique
como meu de amizade
e respeito e alguns dias
de convívio e das
de convivência

P. A. L. K. S.
29/12/1994

À Luiza e Caetano
e meus pais Hermes e Eglé

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Paulo Helene pela orientação e amizade, que como orientador soube conduzir o desenvolvimento desta tese, intervindo quando necessário e incentivando o meu crescimento no campo da pesquisa.

À CAPES pelo apoio financeiro, sob forma de bolsa de estudo, durante minha permanência em São Paulo.

À ENCOL S/A pelo apoio à pesquisa, através de convênio firmado com a Escola Politécnica da USP, viabilizando os recursos físicos e financeiros para a realização do programa experimental. Agradecimentos especiais aos eng^{os} Luiz Henrique Ceotto e Eurípedes Dias, ao amigo Paulo Silva e equipes dos laboratórios de concreto de Brasília e Porto Alegre.

À Universidade de Brasília e Universidade Federal do Rio Grande do Sul pela cooperação na realização do programa experimental.

Aos colegas do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola Politécnica da USP, pela amizade e convivência.

Aos colegas da Fundação de Ciência e Tecnologia, em especial aos eng^{os} Milton Gutterres e Fernando Recena, que possibilitaram minha maior dedicação à conclusão desta tese e ao eng^o Alfieri Gobetti pela revisão do texto.

**ANÁLISE DE ESTRUTURAS ACABADAS: CONTRIBUIÇÃO PARA A
DETERMINAÇÃO DA RELAÇÃO ENTRE AS RESISTÊNCIAS POTENCIAL E
EFETIVA DO CONCRETO**

Sumário	i
Lista de Tabelas	iv
Lista de Figuras	viii
Resumo	x
Abstract	xi
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Importância do tema	1
1.2 Objetivo	4
1.3 Conteúdo	7
2 A RESISTÊNCIA DO MATERIAL E A SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS	9
2.1 Método das tensões admissíveis	20
2.2 Método dos estados limites	23
2.3 Método probabilístico	27
2.3.1 Método semi-probabilístico	33
2.3.1.1 O coeficiente γ_f	38
2.3.1.2 O coeficiente γ_c	38
2.4 A evolução da normalização brasileira de estruturas de concreto armado	40
2.4.1 Cálculo e execução de concreto armado (NB-1/40)	42
2.4.2 Cálculo e execução de concreto armado (NB-1/43)	47
2.4.3 Cálculo e execução de concreto armado (NB-1/50)	47
2.4.4 Cálculo e execução de concreto armado (NB-1/60)	48
2.4.5 Cálculo e execução de concreto armado (NB-1/78)	56
2.5 A normalização estrangeira	63
2.5.1 Espanha	63
2.5.2 Inglaterra	65
2.5.3 Polónia	66
2.5.4 União Soviética	67

2.5.5 França	69
2.5.6 Japão	69
2.5.7 Estados Unidos	70
2.6 Comentários gerais	76
3 METODOLOGIAS PARA AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO EM ESTRUTURAS ACABADAS	77
3.1 Conceituação de resistência potencial e efetiva	77
3.2 Métodos para avaliação da resistência do concreto em estruturas acabadas	78
3.2.1 Métodos não-destrutivos	78
3.2.1.1 Avaliação da resistência do concreto pela dureza superficial	79
3.2.1.2 Avaliação da resistência do concreto pela resistência à penetração	81
3.2.1.3 Avaliação da resistência do concreto pela velocidade de propagação de onda ultra-sônica	83
3.2.2 Métodos destrutivos	85
3.2.2.1 Avaliação da resistência do concreto pela resistência ao arrancamento	85
3.2.2.2 Avaliação da resistência do concreto pela extração de testemunhos	87
3.2.2.2.1 Influência do diâmetro dos testemunhos	88
3.2.2.2.2 Influência da direção de extração	90
3.2.2.2.3 Influência da posição de extração	92
3.2.2.2.4 Influência da esbeltez dos testemunhos	95
3.2.2.2.5 Influência da existência de armaduras nos testemunhos	97
3.2.2.2.6 Influência do teor de umidade dos testemunhos	101
3.2.2.2.7 Influência da idade dos testemunhos	103
3.3 Comentários gerais	107
4 PROGRAMA EXPERIMENTAL E RESULTADOS	108
4.1 Metodologia	108
4.2 Definição da amostra	109
4.3 Caracterização das obras ensaiadas - Brasília	111

4.3.1	Características do concreto	112
4.3.2	Características dos ensaios	113
4.4	Caracterização das obras ensaiadas - Porto Alegre	116
4.4.1	Características do concreto	117
4.4.2	Características dos ensaios	118
4.5	Apresentação dos resultados e considerações preliminares	121
4.5.1	Resultados dos ensaios realizados em Brasília	122
4.5.2	Resultados dos ensaios realizados em Porto Alegre	130
5	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	139
5.1	Análise estatística	139
5.1.1	Análise da normalidade	139
5.1.1.1	Verificação da normalidade - Brasília	141
5.1.1.2	Verificação da normalidade - Porto Alegre	146
5.1.2	Comparação de grupos	151
5.1.2.1	Resultados obtidos em Brasília	152
5.1.2.2	Resultados obtidos em Porto Alegre	154
5.2	Coeficiente f_m/f_t	157
5.2.1	Resultados obtidos em Brasília	157
5.2.2	Resultados obtidos em Porto Alegre	162
5.2.3	Análise conjunta Brasília/Porto Alegre	166
5.3	Correlações entre corpos-de-prova moldados e testemunhos	169
6.	CONCLUSÕES	176
6.1	Comentários finais	176
6.2	Transferência ao meio	181
6.3	Propostas para continuidade dos estudos	182
	BIBLIOGRAFIA CITADA	183
	BIBLIOGRAFIA CONSULTADA	192
	Apêndice	

LISTA DE TABELAS**Capítulo 2 - A RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS E A SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS**

TABELA 2.1 - Probabilidade de ruína - CEE 72 (p. 31)

TABELA 2.2 - Modificação do desvio-padrão segundo o número de ensaios - ACI 318/89 (p. 73).

Capítulo 3 - METODOLOGIAS PARA AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO EM ESTRUTURAS ACABADAS

TABELA 3.1 - Métodos não-destrutivos e propriedade avaliada. (p. 79)

TABELA 3.2 - Relação entre a resistência do concreto em testemunhos extraídos em direção paralela e perpendicular à concretagem. (p. 91)

TABELA 3.3 - Efeito da altura da peça na redução da resistência do concreto entre a camada superior e inferior. (p. 93)

TABELA 3.4 - Correção devido à relação h/d. (p. 96)

TABELA 3.5 - Relação entre a resistência à compressão de testemunhos secos e saturados. (p. 102)

TABELA 3.6 - Coeficientes médios de crescimento da resistência com a idade. (p. 105)

TABELA 3.7 - Ganho de resistência com o tempo em função da relação a/c. (p. 106)

Capítulo 4 - PROGRAMA EXPERIMENTAL E RESULTADOS

TABELA 4.1 - Características das Obras em Brasília.
(p. 111)

TABELA 4.2 - Condições climáticas: Brasília. (p. 115)

TABELA 4.3 - Características das Obras em Porto Alegre.
(p. 116)

TABELA 4.4 - Dias típicos em Porto Alegre - nível 5 %.
(p. 120)

TABELA 4.5 - Resultados de ensaios à compressão - Brasília:
Obra 1. (p. 123)

TABELA 4.6 - Resultados de ensaios à compressão - Brasília:
Obra 2. (p. 124)

TABELA 4.7 - Resultados de ensaios à compressão - Brasília:
Obra 3. (p. 125)

TABELA 4.8 - Resultados de ensaios à compressão - Brasília:
Obra 4. (p. 126)

TABELA 4.9 - Resultados de ensaios à compressão - Brasília:
Obra 5. (p. 127)

TABELA 4.10 - Resultados de ensaios à compressão -
Brasília: Obra 6. (p. 127)

TABELA 4.11 - Resultados de ensaios à compressão - Porto
Alegre: Obra 1. (p. 131)

TABELA 4.12 - Resultados de ensaios à compressão - Porto
Alegre: Obra 2. (p. 132)

TABELA 4.13 - Resultados de ensaios à compressão - Porto
Alegre: Obra 3. (p. 133)

TABELA 4.14 - Resultados de ensaios à compressão - Porto
Alegre: Obra 4. (p. 134)

TABELA 4.15 - Resultados de ensaios à compressão - Porto Alegre: Obra 5. (p. 135)

TABELA 4.16 - Resultados de ensaios à compressão - Porto Alegre: Obra 6. (p. 136)

Capítulo 5 - DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

TABELA 5.1 - Análise dos resultados por lotes - Brasília. (p. 143)

TABELA 5.2 - Resultados médios obtidos em Brasília. (p. 144)

TABELA 5.3 - Análise dos resultados por lotes - Porto Alegre. (p. 147)

TABELA 5.4 - Resultados médios obtidos em Porto Alegre. (p. 148)

TABELA 5.5 - Análise de variância e comparação de médias - Brasília. (p. 153)

TABELA 5.6 - Componentes de variação das distribuições - Brasília. (p. 154)

TABELA 5.7 - Análise de variância e comparação de médias - Porto Alegre. (p. 156)

TABELA 5.8 - Componentes de variação das distribuições - Porto Alegre. (p. 157)

TABELA 5.9 - Coeficientes f_m/f_t por lotes - Brasília. (p. 158)

TABELA 5.10 - Parâmetros básicos das distribuições f_m/f_t - Brasília. (p. 160)

TABELA 5.11 - Coeficientes característicos - Brasília. (p. 161)

- TABELA 5.12 - Áreas da curva normal para os coeficientes f_m/f_t - Brasília. (p. 162)
- TABELA 5.13 - Coeficientes f_m/f_t por lotes - Porto Alegre. (p. 163)
- TABELA 5.14 - Parâmetros básicos das distribuições f_m/f_t - Porto Alegre. (p. 165)
- TABELA 5.15 - Coeficientes característicos - Porto Alegre. (p. 165)
- TABELA 5.16 - Áreas da curva normal para os coeficientes f_m/f_t - Porto Alegre. (p. 166)
- TABELA 5.17 - Parâmetros básicos das distribuições f_m/f_t - análise conjunta. (p. 168)
- TABELA 5.18 - Coeficientes característicos - análise conjunta. (p. 168)
- TABELA 5.19 - Áreas da curva normal para os coeficientes f_m/f_t - análise conjunta. (p. 169)
- TABELA 5.20 - Correlações entre a resistência de corpos-de-prova moldados e testemunhos. (p. 171)

LISTA DE FIGURAS**Capítulo 2 - A RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS E A SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS**

Figura 2.1 - Dimensionamento de estruturas de concreto armado pelo método das tensões admissíveis. (p. 21)

Figura 2.2 - Dimensionamento de estruturas de concreto armado no regime de ruptura. (p. 25)

Figura 2.3 - Dimensionamento de estruturas de concreto armado pelo método dos coeficientes parciais. (p. 37)

Capítulo 4 - PROGRAMA EXPERIMENTAL E RESULTADOS

FIGURA 4.1 - Distribuição percentual dos desvios-padrão em corpos-de-prova moldados - Brasília. (p. 128)

FIGURA 4.2 - Distribuição percentual dos desvios-padrão em testemunhos - Brasília. (p. 129)

FIGURA 4.3 - Distribuição percentual dos desvios-padrão em corpos-de-prova moldados - Porto Alegre. (p. 137)

FIGURA 4.4 - Distribuição percentual dos desvios-padrão em testemunhos - Porto Alegre. (p. 137)

Capítulo 5 - DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

FIGURA 5.1 - Variação da resistência média (corpos-de-prova - Brasília). (p. 144)

FIGURA 5.2 - Variação da resistência média (testemunhos - Brasília). (p. 145)

- FIGURA 5.3 - Variação da resistência característica (corpos-de-prova - Brasília). (p. 145)
- FIGURA 5.4 - Variação da resistência característica (testemunhos - Brasília). (p. 146)
- FIGURA 5.5 - Variação da resistência média (corpos-de-prova - Porto Alegre). (p. 149)
- FIGURA 5.6 - Variação da resistência média (testemunhos - Porto Alegre). (p. 149)
- FIGURA 5.7 - Variação da resistência característica (corpos-de-prova - Porto Alegre). (p. 150)
- FIGURA 5.8 - Variação da resistência característica (testemunhos - Porto Alegre). (p. 150)
- FIGURA 5.9 - Variação dos coeficientes f_m/f_t - Brasília. (p. 159)
- FIGURA 5.10 - Variação dos coeficientes f_m/f_t - Porto Alegre. (p. 164)
- FIGURA 5.11 - Correlação entre f_{mcp}/f_{mtt} - Brasília. (p. 172)
- FIGURA 5.12 - Correlação entre f_{ckcp}/f_{cktt} - Brasília. (p. 173)
- FIGURA 5.13 - Correlação entre f_{mcp}/f_{mtt} - Porto Alegre. (p. 174)
- FIGURA 5.14 - Correlação entre f_{ckcp}/f_{cktt} - Porto Alegre. (p. 175)

RESUMO

A introdução da segurança no projeto de estruturas de concreto está baseada, atualmente, na adoção de coeficientes parciais de ponderação, que majoram as ações e minoram as resistências do concreto e aço. Este coeficiente, no caso do concreto, tem como valor mais comum 1,4, estando estabelecido, principalmente, em função da diferença entre a resistência do concreto obtida em corpos-de-prova padrão (resistência potencial), e a resistência do concreto efetivamente existente nos componentes estruturais (resistência efetiva).

O principal objetivo desta tese é estudar e quantificar a diferença existente entre estas resistências, fornecendo subsídios para a normalização relacionada ao dimensionamento e segurança de estruturas de concreto.

O estudo foi desenvolvido a partir da moldagem e ruptura de corpos-de-prova de concreto comparando-os com testemunhos extraídos de estruturas acabadas. Foram realizados ensaios em doze obras, totalizando, aproximadamente quatrocentos corpos-de-prova e testemunhos.

Os resultados finais indicaram que a diferença entre a resistência potencial e efetiva do concreto pode ser menor que a normalmente adotada nas normas de projeto de estruturas de concreto de diversos países.

ABSTRACT

A large number of countries are using partial safety factors in their concrete design codes. These partial safety factors use a multiplicative factor to loads and a reduction one related to materials strength. The latter coefficient takes account the difference between material strength obtained by control specimens (potential strength) and the strength measured in the structure (effective strength). When applied to concrete, the most common value to this coefficient is 1,4.

This thesis aims to quantify the difference between the potential and effective concrete strength, contributing to design and safety codes.

The experimental methodology has been established by comparisons between drilled cores and control specimens from the same concrete mixes. The investigation has been performed at twelve construction sites and is based on tests carried out on approximately four hundred specimens.

The investigation shows that the difference between potential and effective strength may be lower than is usually adopted in most of the design codes.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Importância do tema

O dimensionamento de estruturas inicialmente foi baseado em conhecimentos adquiridos com a experiência, ou seja, a construção de uma estrutura, segundo determinados critérios servia como subsídio para novas obras, conforme fosse o sucesso alcançado.

O maior conhecimento do comportamento das estruturas frente às solicitações, bem como das propriedades dos materiais, fez com que os métodos de dimensionamento fossem sofrendo alterações ao longo do tempo, evoluindo de critérios determinísticos até o método probabilístico e suas variantes utilizados em grande número de países, nos dias de hoje.

Todos os processos de dimensionamento adotados até hoje têm como objetivo comum o estabelecimento da margem de segurança com que uma estrutura deve atender, de maneira economicamente viável, às solicitações a ela impostas durante sua vida útil, sendo esta margem determinada pelos coeficientes ditos de "segurança".

A adoção destes coeficientes é justificada devido às incertezas existentes na execução e dimensionamento das estruturas, quer seja devido às simplificações no projeto

de dimensionamento, quer seja pela variação da resistência dos materiais ao longo do processo de produção.

O método atualmente adotado pelos códigos de vários países, Brasil inclusive, é baseado nas publicações do Comitê Euro-Internacional do Concreto, Model Code/78³⁷ e Model Code/90⁴¹ e adota coeficientes parciais de ponderação distintos para a resistência dos materiais e para os valores das ações. No caso dos materiais, concreto (γ_c) e aço (γ_s) o coeficiente atua como divisor, minorando as resistências, enquanto no caso das ações (γ_f) é multiplicador, majorando os valores normalizados.

O coeficiente de minoração da resistência dos materiais (γ_m) é composto por diversas parcelas, conforme discrimina a norma brasileira NBR 8681²⁰, a seguir:

- γ_{m1} - leva em consideração a variabilidade da resistência efetiva do material, transformando a resistência característica num valor extremo de menor probabilidade de ocorrência;
- γ_{m2} - considera a diferença entre a resistência efetiva do material em componentes estruturais e a resistência medida convencionalmente em corpos-de-prova padronizados;
- γ_{m3} - considera as incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos, quer seja em virtude do método de cálculo empregado.

Pela análise das parcelas relacionadas, verifica-se que tanto γ_{m1} quanto γ_{m2} apresentam condições de conhecimento e controle de sua variabilidade.

A parcela γ_{m2} tem importância fundamental no processo de dimensionamento de estruturas de concreto, já que está relacionada à diferença existente entre a resistência do concreto tomada como referência pelo projetista estrutural e aquela efetivamente encontrada nas obras, denominadas respectivamente, **resistência potencial** e **resistência efetiva**.

Pelo exposto, verifica-se que um maior conhecimento da resistência efetiva, bem como a adoção de sistemas de controle de qualidade na execução de estruturas de concreto armado, pode contribuir para um melhor entendimento e ajuste dos coeficientes de minoração adotados.

A determinação da resistência efetiva é feita através de ensaios em estruturas acabadas, enquanto a resistência potencial é obtida pela ruptura de corpos-de-prova padrão, moldados e ensaiados em condições normalizadas.

Os métodos de ensaios em estruturas acabadas podem ser classificados em destrutivos ou não, conforme sejam os danos causados a estrutura, e diretos ou indiretos, segundo o processo de medição da resistência do concreto seja feita diretamente ou através de correlações com outras propriedades do concreto.

Entre os diversos ensaios, destaca-se a extração de testemunhos, método destrutivo e direto, sendo aceito por diversos pesquisadores como o método que possibilita a avaliação da resistência efetiva de maneira mais confiável, estando normalizado no Brasil pela NBR 7680¹⁸. Entre os métodos indiretos podem ser citados: esclerometria, propagação de ondas de ultra-sônicas, ensaios de penetração de pinos, sendo os dois primeiros mais difundidos, devido a custos e facilidade de realização, estando normalizados em diversos países, inclusive no Brasil^{17,19}.

Os ensaios em estrutura acabada têm sido objeto de estudo de diversos pesquisadores e institutos, podendo ser citadas, as publicações de MALHOTRA⁶⁵ e o Committee Report 228³ do American Concrete Institute, em relação aos métodos não-destrutivos. Enfocando a extração de testemunhos, existe farta bibliografia na área, ressaltando os trabalhos de BLOEM^{26,27}, CONCRETE SOCIETY⁴², LINIERS⁶³, MALHOTRA⁶⁶, MURPHY⁷² e PETERSONS⁷⁶.

A revisão bibliográfica sobre o assunto, além das diferentes metodologias de ensaios, bem como suas aplicações e limitações estão apresentadas no Capítulo 3 deste tese.

1.2 Objetivo

Conforme analisado anteriormente, a segurança das estruturas de concreto armado é garantida, nos métodos

atuais, através da adoção de coeficientes parciais de minoração ou majoração, conforme sejam relacionadas aos materiais ou solicitações.

Conforme já citado, entre os fatores englobados no coeficiente de minoração da resistência do concreto está a diferença existente entre a resistência à compressão obtida em corpos-de-prova padrão, dita potencial, e a resistência obtida a partir de ensaios do concreto da estrutura, denominada efetiva.

Esta diferença pode ser minimizada a partir da existência de um sistema de garantia da qualidade durante o processo construtivo, onde a adoção de atividades como realização de estudos de dosagem, controle da quantidade de água adicionada ao concreto, melhoria das condições de lançamento e cura, etc, contribuem para que a resistência estabelecida no projeto seja alcançada, bem como para que os níveis de variação desta resistência sejam menores.

A norma brasileira¹¹ para dimensionamento de estruturas de concreto estabelece valores distintos para o coeficiente de minoração da resistência à compressão do concreto (γ_c), segundo as condições de execução, conforme os critérios a seguir:

- 1,4, para os casos gerais;
- 1,3, para peças pré-moldadas em usinas, executadas com cuidados rigorosos;

- 1,5, para condições adversas de concretagem (más condições de transporte, adensamento manual ou elevada taxa de armadura, podendo causar dificuldades de lançamento).

Embora exista esta diferenciação, não é comum o uso de valor diferente de 1,4 para o coeficiente de minoração do concreto. A partir desta constatação, pode ser afirmado que existem obras executadas sem nenhum tipo de controle de produção, sendo dimensionadas com o mesmo coeficiente de minoração que outras, onde existe alguma forma de controle de qualidade aplicado ao processo de produção de estruturas.

O objetivo principal desta tese é quantificar a real diferença existente entre as resistências potencial e efetiva, verificando seu valor em obras correntes de concreto armado.

O melhor entendimento do coeficiente de minoração da resistência do concreto, pode servir de subsídio à revisão das normas relacionadas ao dimensionamento, segurança e avaliação de estruturas de concreto, ou sejam, NBR 6118¹¹, NBR 8681²⁰ e 7680¹⁸.

Também é objetivo do trabalho, tentar identificar fatores relacionados ao processo construtivo que contribuam para a variabilidade da resistência efetiva do concreto.

Deve ser ressaltado que as análises de estruturas acabadas são realizadas, usualmente, a partir da ocorrência de algum

estado patológico na estrutura, dentre os quais HELENE⁵¹ e MURPHY⁷² destacam:

- resultados inadequados nos corpos-de-prova de controle;
- comportamento inadequado da estrutura em serviço, resultando em deformação e fissuração excessiva;
- sobrecargas não previstas ou ocorrência de sinistros;
- modificação no uso;
- ocorrência de patologias que possam colocar em risco a estabilidade da estrutura.

Deve ser salientado que nesta tese o objetivo não foi resolver um problema patológico, já que os ensaios foram realizados em estruturas que, a princípio, não apresentavam nenhum dos problemas citados anteriormente, e sim quantificar a diferença entre as resistências potencial e efetiva do concreto.

1.3 Conteúdo

Para atingir os objetivos estabelecidos, o trabalho está dividido em cinco capítulos, além desta introdução.

Os capítulos 2 e 3 apresentam a revisão bibliográfica sobre os temas envolvidos na pesquisa, conforme detalhado a seguir.

No capítulo 2 é apresentada a questão da introdução da segurança no dimensionamento das estruturas de concreto armado, enfocando o desenvolvimento histórico dos métodos de cálculo até os dias de hoje. É apresentada também uma comparação entre códigos de dimensionamento de diversos países, enfocando aspectos relacionados aos coeficientes de "segurança" adotados.

Os diversos métodos de avaliação da resistência do concreto em estruturas acabadas estão apresentados no capítulo 3. Os métodos estão apresentados de forma resumida, destacando suas principais vantagens e desvantagens e possíveis aplicações.

O capítulo 4 apresenta a metodologia adotada, sendo justificada a adoção do método de extração de testemunhos como padrão para avaliação da resistência efetiva. São apresentados, também a amostra ensaiada, os critérios adotados em sua seleção, bem como os resultados obtidos.

A análise estatística e discussão dos resultados estão apresentadas no capítulo 5.

No capítulo 6 estão apresentadas as conclusões, juntamente com as possibilidades de transferência dos resultados obtidos ao meio técnico, além de sugestões para continuidade dos estudos.

2 A RESISTÊNCIA DO MATERIAL E A SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS

Este capítulo tem por objetivo relacionar a resistência do concreto com a segurança das estruturas. Inicialmente será apresentada, de forma sucinta, a evolução histórica do conceito de segurança e os métodos de dimensionamento, destacando a importância dos materiais. Será apresentada também o progresso da normalização brasileira de dimensionamento de estruturas e um levantamento dos coeficientes de "segurança" observados em algumas normas estrangeiras.

O dimensionamento de estruturas deve ter por objetivo fornecer meios para que estas sejam construídas com segurança a um custo razoável. Por estruturas seguras devem ser entendidas aquelas que durante sua vida útil não coloquem em risco o usuário, seja ele o ocupante e/ou o meio no qual a estrutura está inserida.

O grande problema então é como introduzir o conceito de segurança no dimensionamento, sem inviabilizar economicamente a estrutura, devendo sempre haver uma otimização entre os fatores segurança e custo.

Conforme relata o Boletim 127³⁸ do CEB todas as estruturas executadas até o século XIX eram dimensionadas empiricamente, sendo a segurança baseada na experiência e intuição do projetista. Obviamente este processo intuitivo

ficava muito sujeito a variações e não contribuía para a evolução do conhecimento do comportamento estrutural.

Segundo BLOCKLEY²⁵, até o período renascentista o processo de construção de estruturas era resultado de um processo de tentativa e erro, sendo que os casos mais importantes serviam de paradigma. Apesar da inexistência de embasamento científico, tais como análise estrutural e noções de coeficiente de segurança, obras importantes foram construídas. Entre elas, RANDALL⁷⁷ cita o Parthenon, construído em Atenas, no século V A.C., que possuía barras de ferro como reforço para a alvenaria de pedra, tendo sido o coeficiente de segurança desta obra estimado, posteriormente, em 4. O mesmo autor cita ainda como exemplo, o farol de Alexandria, concluído no ano de 280 A.C., construído em pedras e altura estimada entre 150 e 200 m, que durou aproximadamente 1600 anos, até ser destruído por um terremoto.

É atribuída a Aristóteles (384-322 A.C.) a autoria do mais antigo livro sobre engenharia, denominado "Mechanika", onde é relatada a preocupação sobre a tensão de ruptura de peças de madeira de diferentes formas, não sendo, entretanto, apresentadas respostas. Os 10 livros escritos pelo arquiteto romano Vitruvius, no século I da era cristã, são citados pelos autores anteriores como um dos primeiros manuais sobre a arte de construir, abordando aspectos relacionados entre outros, aos materiais, como areia e madeira, especificações para as seções de colunas e

fundações, sendo citado, inclusive o uso de estacas de madeira. Em Roma, aproximadamente no século III A.C., eram construídos prédios residenciais com no mínimo 3 pavimentos. No século I A.C. o número de pavimentos foi aumentado para 5 pavimentos, sendo a altura limitada por Augusto, por razões de segurança, em aproximadamente 23 m sendo este limite posteriormente alterado, por Trajano, para 20 m.

Até o período renascentista, o BLOCKLEY²⁵ relata que o único embasamento científico dos projetistas era fornecido pela geometria, auxiliando-os na definição das proporções das estruturas. Citando o exemplo de construções em arcos, o autor afirma que eram estáveis devido à sua geometria. A ruptura, quando ocorria, era devida a falhas de construção ou de concepção da forma, e não devido às tensões dos materiais, já que em construções em grandes arcos de alvenaria, as tensões eram bastante inferiores às que poderiam causar a ruptura dos materiais.

No período renascentista, BLOCKLEY²⁵ relata que as propriedades de madeiras e pedras foram descritas por Alberti (1404-1472), que também estabeleceu regras para o dimensionamento baseado em critérios geométricos para o proporcionamento de estruturas com estes materiais. O livro escrito pelo arquiteto italiano Palladio (1508-1580), em 1570, é citado pelo, mesmo autor, como um dos primeiros exemplos de manual para projeto de estruturas, como pontes de pedra em arcos e em treliças de madeira, tendo o autor

projetado e construído uma ponte treliçada com vão aproximado a 30 m. No mesmo período podem ser citados estudos de Leonardo da Vinci (1452-1519) sobre o comportamento de vigas em flexão, tendo também, realizado estudos experimentais sobre a resistência de barras de ferro.

Neste período Galileu (1564-1642) publicou, em 1638, o livro denominado "Discorsi e Dimostrazioni Matematiche Intorno à Due Nuove Scienze", onde apresenta o cálculo de tensões em diversas peças, tais como vigas bi-apoiadas, em balanço e de seção vazada. Os resultados apresentam alguns erros, devido principalmente a falta de outros conhecimentos, como por exemplo o conceito de elasticidade sendo, entretanto, este livro considerado como o início da resistência dos materiais⁸³.

A partir do século XVII, o desenvolvimento da resistência dos materiais foi maior, destacando-se, entre outros, os seguintes nomes:

Hooke (1635-1703): publicou em 1678, o trabalho ("De Potentia Restitutiva") sendo este, conforme relata TIMOSHENKO⁸³, a primeira publicação sobre as propriedades elásticas dos materiais, relacionando forças e deformações através de uma relação linear. Hooke apresentou também resultados obtidos, a partir de dados experimentais, em vigas em balanço, onde determinou a existência de fibras tracionadas e comprimidas, respectivamente, segundo suas palavras, nos lados convexos e côncavos.

Marriotte (1620-1684): contribuiu para o desenvolvimento da teoria da elasticidade, tendo realizado vários estudos experimentais. Analisou o problema das vigas em balanço, proposto por Galileu, desenvolvendo uma solução que levava em conta a teoria da elasticidade, entretanto, devido a um pequeno erro numérico, não chegou a solução correta.

Euler (1707-1783): além das publicações na área da matemática, produziu diversos estudos sobre resistência dos materiais, destacando-se os relacionados à flambagem de pilares, que constituem a base do processo de cálculo atual.

Coulomb (1736-1806): segundo TIMOSHENKO⁸³, Coulomb foi o mais importante cientista, na área da mecânica, do século XVIII. Em trabalho publicado em 1773 ("Sur une Application des Régles de maximis et minimis à quelques problêmes de statique relatifs à l'architecture"), onde apresenta resultados sobre ensaios de tração e cisalhamento em rochas. Em relação à flexão em peças homogêneas, as conclusões de Coulomb, estabeleceram a base para o projeto de concreto armado. Ainda relacionado a flexão, Coulomb estabeleceu a expressão correta para o cálculo das tensões nas vigas em balanço.

Navier (1785-1836): desenvolveu estudos para resolução de problemas relacionados às deformações elásticas de vigas engastadas e vigas contínuas com três apoios. Publicou, em 1826, o livro "Résumé des Leçons donnés à L'Ecole des Ponts et Chaussés sur l'Application de la Mécanique à

"l'Etablissement de Construction et des Machines". Neste livro, Navier enfatiza a importância do limite elástico dos materiais e relata, pela primeira vez, que as estruturas deviam ser dimensionadas através das tensões admissíveis. Navier propôs ainda, a análise através da teoria da elasticidade, de estruturas já construídas, de maneira a determinar as tensões admissíveis a serem usadas em futuros projetos. Segundo BLOCKLEY²⁵, deve-se a Navier o estabelecimento da análise estrutural como ciência;

Young (1773-1829): publicou em 1807 o livro "A Course of Lectures on Natural Philosophy and the Mechanical Arts", onde apresenta estudos sobre deformação em barras e ao analisar os esforços de tração e compressão, introduz pela primeira vez o conceito de Módulo de Elasticidade. Segundo RANDALL⁷⁷, Young foi o primeiro a analisar a distribuição de tensões para os casos de flexo-compressão.

Poisson (1781-1840): verificou a existência de contração lateral em barras tracionadas, constatando que a relação entre ambas é constante dentro dos limite elástico do material.

Saint-Venant (1797-1886): desenvolveu estudos sobre problemas estáticos e dinâmicos. Analisou a ocorrência de esforços cortantes em vigas e estabeleceu que o dimensionamento de elementos estruturais deveria basear-se na verificação da deformação máxima, e com isto estabelecer as tensões admissíveis para os materiais;

Além destes podem ser citados Culmann (1821-1881), Maxwell (1831-1879), Mohr (1835-1918), Castigliano (1847-1884), Boussinesq (1842-1929).

A discussão sobre o aparecimento de rachaduras na cúpula da catedral de São Pedro, em 1742/43, é citada por BLOCKLEY²⁵ como a primeira vez na engenharia estrutural em que o processo de decisão de um problema de engenharia baseou-se em critérios científicos ao invés da intuição e tradição.

Até o século XVIII eram utilizados como materiais de construção, principalmente a pedra, tijolos cerâmicos e madeira, com destaque para o primeiro. O desenvolvimento da teoria de análise estrutural permitiu a utilização de novos materiais, como o aço e o concreto. Como exemplo destacam-se a ponte metálica em arco, sobre o rio Severn, construída em 1779 e utilizada até os dias de hoje.

Em relação ao concreto, é sabido que os romanos já utilizavam cinzas vulcânicas em suas construções. Em 1796, conforme citação de BLOCKLEY²⁵, Parker patenteou um material denominado "cimento romano", obtido pela calcinação de calcários-argilosos. Dodd, em 1808, recomendou a utilização de barras de ferro para aumentar a resistência à tração de elementos fabricados com o cimento romano. Joseph Aspdin, em 1824, patenteou o cimento Portland. Em 1850, Wilkinson registrou a patente de um sistema para pisos, fabricados com cimento Portland e barras de ferro. Neste mesmo ano, Lambot construiu um barco com casco de concreto. Em relação a estruturas em concreto

armado pode ser citada a ponte, construída por Monier, em 1875, com um vão em arco, de aproximadamente 17 m, antes da existência de uma teoria para o dimensionamento. Em 1877, segundo RANDALL⁷⁷, Hyatt publicou um livro sobre o uso de cimento Portland como material de construção, tendo determinado corretamente as tensões existentes em uma viga de concreto armado, e estabelecido que a armadura deveria ser capaz de suportar tensões de tração que equilibrassem os esforços de compressão no concreto. Em 1886, Koenen publicou teoria sobre análise elástica de estruturas de concreto armado, considerando a seção plana na flexão e desprezando a resistência à tração do concreto. Coignet e Tedesco, em 1894, descreveram e publicaram a utilização da teoria elástica para o dimensionamento de estruturas de concreto armado. RANDALL⁷⁷, citando Marsh & Dunn, relata que o Regulamento Real da Prússia, em 1907, estabelecia regras para o dimensionamento de concreto armado, fixando valores para as tensões de compressão em peças submetidas à flexão e compressão, respectivamente $1/6$ e $1/10$ do valor determinado em cubos. Este regulamento determinava ainda, que o coeficiente de segurança para as barras de aço deveria ser igual a 5.

O estabelecimento do conceito de limite de segurança, segundo o CEB 127³⁸, surgiu no século XIX, juntamente com o advento das construções metálicas e o desenvolvimento científico da Resistência dos Materiais. Os conceitos foram aplicados inicialmente às estruturas de pontes. BLOCKLEY²⁵ cita que para a construção da ponte Menai (Inglaterra,

1822-26 - vão central com aproximadamente 180 m), o projetista Telford desenvolveu um equipamento capaz de submeter as barras de aço a serem utilizadas, a uma solicitação duas vezes maior que a passível de ocorrer na estrutura. A partir destes ensaios, o projetista adotou em seus cálculos uma tensão admissível equivalente a $1/3$ daquela correspondente à carga de ruptura, já que verificou que as deformações aumentavam de maneira desproporcional a partir da metade da carga final. Em 1849 uma comissão de engenheiros ingleses, formada após a ruína de uma ponte metálica sobre o rio Dee, após estudos experimentais sobre impacto e fadiga, incluindo ensaios em pontes já existentes, recomendou que o carregamento máximo em pontes ferroviárias não deveria exceder a $1/6$ da carga que aplicada ao meio do vão, causasse sua ruptura.

O limite de segurança era estabelecido sob a forma de cargas admissíveis dos materiais, obtendo-se assim os coeficientes de segurança, sendo estes valores modificados e diminuídos com a melhor avaliação dos carregamentos, controle da resistência e execução das estruturas. O valor do coeficiente de segurança variava segundo os critérios de cada projetista, sendo comuns valores entre 8 e 10. O autor citado relata que na mesma época foi determinado que a tensão máxima em pontes ferroviárias de aço, não deveria ultrapassar 5 toneladas por polegada quadrada (75,9 MPa). Em 1891, nos Estados Unidos, a "Board of Railroad Commissioners", conforme citação de BLOCKLEY²⁵, estabeleceu, para o mesmo tipo de estruturas, que a tensão

admissível à tração deveria ser inferior 800 lb/in^2 ($5,5 \text{ MPa}$) e variável em função do vão, entre $10\ 000$ e 800 lb/in^2 (69 e $5,5 \text{ MPa}$) à compressão.

Em 1883, Rankine publica o livro "Manual de Engenharia Civil", definindo o termo fator de segurança e estabelecendo, conforme citação de RANDALL⁷⁷, valores a serem aplicados às cargas permanentes ou acidentais. Estes coeficientes eram específicos a cada material e variáveis segundo a sua qualidade e mão-de-obra a ser utilizada.

Em relação a edifícios, além dos já citados regulamentos romanos, podem ser relacionadas as leis inglesas de 1189, 1620 e 1625, as quais legislavam sobre espessura de paredes, padronização de tijolos, etc. Em 1909, entrou em vigor, em Londres, uma lei sobre prédios estruturados em aço, onde eram fixados os valores para as cargas admissíveis em pisos e tensões máximas nos elementos estruturais.

Visando uniformizar os procedimentos para dimensionamento e na tentativa de construir estruturas semelhantes (mesmo comportamento com os mesmos materiais) com a mesma segurança, foram desenvolvidos vários métodos de dimensionamento baseados na adoção de coeficientes, os quais visavam determinar uma medida para a segurança. O objetivo destes coeficientes era estabelecer uma distância razoável entre a condição de utilização e ruína de uma estrutura.

Os primeiros métodos eram baseados em conceitos deterministas, ou seja, considerava que a aplicação de um determinado carregamento à uma estrutura, se repetido, produziria sempre os mesmos esforços internos, as mesmas deformações e os mesmos deslocamentos. Esta consideração não corresponde à realidade, já que tanto as resistências dos materiais como os carregamentos são variáveis aleatórias, existindo portanto a probabilidade da ocorrência de solicitações diferentes das previstas e o surgimento de outras seções críticas. Estes métodos foram utilizados aproximadamente até a década de 50.

Como resultado de desenvolvimento natural do método determinista foram introduzidos conceitos probabilísticos, que admitem que as variáveis envolvidas no dimensionamento de estruturas (resistência dos materiais, carregamentos e comportamento estrutural) são aleatórias e apresentam uma determinada probabilidade de ocorrência, ou seja o carregamento adotado como representativo pode ser superado, a resistência do material adotada como mínima pode não ser alcançada, o comportamento da estrutura pode apresentar situação de ruína em outras seções que não as críticas.

BORGES^{28,29} cita que as primeiras sugestões de associar conceitos estatísticos à segurança de estruturas foram feitas em 1924 e 1926, respectivamente por Forsell e Mayer. Entretanto, apesar destes trabalhos pioneiros, somente após a II^a Guerra houve maior desenvolvimento sobre o tema. O mesmo autor refere-se ainda a trabalhos publicados por Prot

e Levi, nos quais são discriminadas as distribuições estatísticas das tensões devidas aos carregamentos e àquelas correspondentes à ruptura, estabelecendo regras de combinação das duas distribuições e possibilitando com isto, a determinação da probabilidade de ruína. Os princípios do método probabilista foram apresentados em 1949 por BALACA & TORROJA²².

Os fundamentos dos métodos citados, bem como a análise de suas restrições, vantagens e desvantagens, estão apresentados nos itens que seguem.

2.1 Método das tensões admissíveis

Este método foi o primeiro fruto do desenvolvimento das teorias de análise estrutural, e tem como princípio a limitação das tensões possíveis de ocorrerem em um elemento estrutural, ou seja, as tensões originadas durante a utilização da estrutura não deveriam ultrapassar os valores das tensões denominadas admissíveis. Estas são obtidas pela divisão das tensões médias de ruptura dos materiais por um coeficiente de segurança interno (γ_i), pois estava relacionado as características dos materiais, maior que 1,0.

Neste coeficiente estavam englobadas todas as variáveis, tais como a resistência dos materiais, a variabilidade das ações, dimensões e simplificações adotadas nas hipóteses de cálculo. O valor do coeficiente é determinado, neste

método, de forma empírica, sendo os valores adotados baseados em experiências anteriores. O diagrama simplificado deste método está apresentado na Figura 2.1, a seguir:

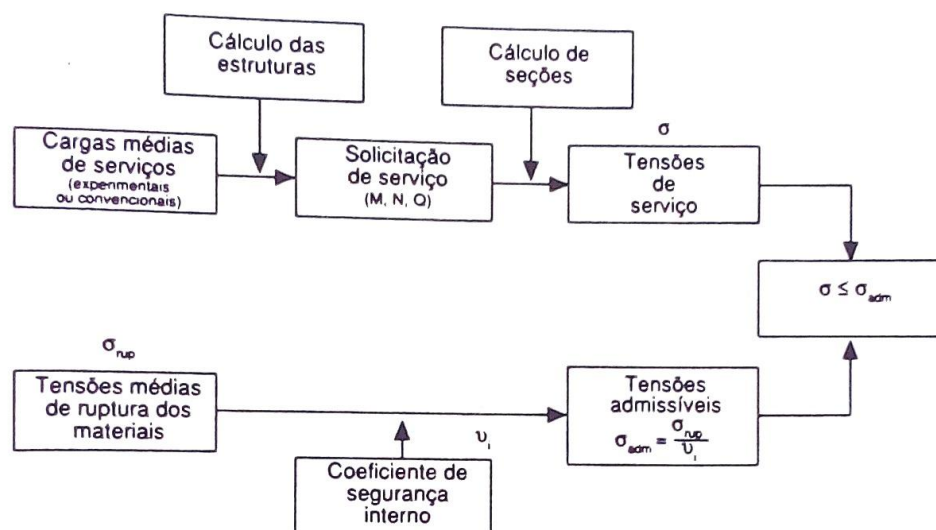


Figura 2.1 - Dimensionamento de estruturas de concreto armado pelo método das tensões admissíveis⁵⁶.

Este método apresenta várias desvantagens, sendo que ZAGOTTIS⁸⁷, MODESTO⁶⁹, HELENE^{50,52} fazem as seguintes críticas:

a) a utilização de materiais diferentes, implica em diferentes coeficientes, sendo citado pelos autores o exemplo de duas estruturas, sendo uma construída em madeira e outra em aço. Em virtude da maior variabilidade das propriedades da madeira, é adotado no dimensionamento um coeficiente maior no cálculo da primeira estrutura, sendo este o caso, em que um valor maior não indica maior segurança.

Por outro lado deve ser analisado um caso onde fosse adotado o mesmo valor nas duas estruturas. Pela mesma razão, variabilidade dos materiais, ter-se-ia uma situação onde o mesmo valor implicaria em situações de segurança diferentes.

Verifica-se portanto, que o coeficiente de segurança é apenas um indicativo da ignorância sobre as propriedades dos materiais, não quantificando a segurança da estrutura.

b) conforme afirma MODESTO⁶⁹, um coeficiente de segurança real deve medir a distância entre a situação de ruína da situação de utilização. Ocorre que um coeficiente de segurança interno γ_i somente mede esta distância quando ocorrem as seguintes hipóteses:

- linearidade física (Lei de Hooke);
- linearidade geométrica (as deformações não devem influenciar as solicitações);
- proporcionalidade da intensidade das ações até a ruína.

Quando estas hipóteses não ocorrem, o coeficiente de segurança interno dá uma idéia falsa da segurança. Esta situação pode ocorrer nos casos, onde a tensão (σ) cresce mais rapidamente que a ação (F), sendo os casos de flambagem citados pelos autores^{69,87}, como exemplo clássico, onde um pequeno acréscimo da ação pode levar ao limite máximo da tensão. Em casos inversos, ou seja, quando o

crescimento da tensão (σ) é mais lento que a ação (F), leva a dimensionamentos anti-econômicos.

c) em relação aos materiais, pode ser citada a observação de HELENE⁵⁰ segundo a qual a adoção de um coeficiente único impossibilita a distinção da parcela referente aos materiais. Este fato não incentivava a melhoria da qualidade na produção da estrutura, já que a diminuição da variabilidade das resistências dos materiais não poderia ser repassada ao dimensionamento.

2.2 Método dos estados limites

Conforme visto no item anterior, os processos de dimensionamento adotados até então, baseados em teorias da elasticidade, não davam noção real da segurança já que ao aproximar-se da ruptura, os critérios empregados deixam de ser válidos. Convém lembrar que este fato já preocupava os engenheiros da comissão de estudo das causas de ruína da ponte sobre o rio Dee, em 1849, conforme já citado, ao fixarem um valor para a carga admissível, em função da carga máxima.

Procurando resolver as críticas ao método anterior, relacionadas à não proporcionalidade entre tensão e deformação, foi introduzido o conceito do coeficiente de segurança externo (γ_e), já que age sobre as cargas. Este coeficiente é definido por ZAGOTTIS⁸⁷ como o valor pelo qual se devem multiplicar as intensidades do carregamento

de uma estrutura, a fim de se obter um novo carregamento, proporcional ao primeiro, que leve à ruína da estrutura.

Em virtude de relacionar a uma situação de ruína, é conhecido também como método de cálculo no regime de ruptura e introduz o conceito de estados limites.

Como estados limites são definidas as situações que inviabilizam a continuidade de utilização de uma estrutura, sendo dois os estados limites, conforme definição de ZAGOTTIS⁸⁷:

- estados limites últimos: relacionados ao fim da vida útil de uma estrutura, enfocando o aspecto portante;
- estados limites de utilização: relacionados aos aspectos funcionais da estrutura.

Neste método, o conceito de segurança era estabelecido através da majoração da carga de serviço (F) por um coeficiente externo (γ_e), maior que 1,0, fazendo com que a peça perca a estabilidade, ou que a tensão num determinado ponto atinja o valor de ruptura ou escoamento, conduzindo a um estado limite último, estando, portanto a segurança garantida desde que o carregamento efetivo estivesse suficientemente afastado do carregamento crítico. Este método é de caráter determinista, sendo o valor do coeficiente de segurança externo definido de forma empírica. A Figura 2.2, a seguir, apresenta de forma esquemática, os fundamentos do método.

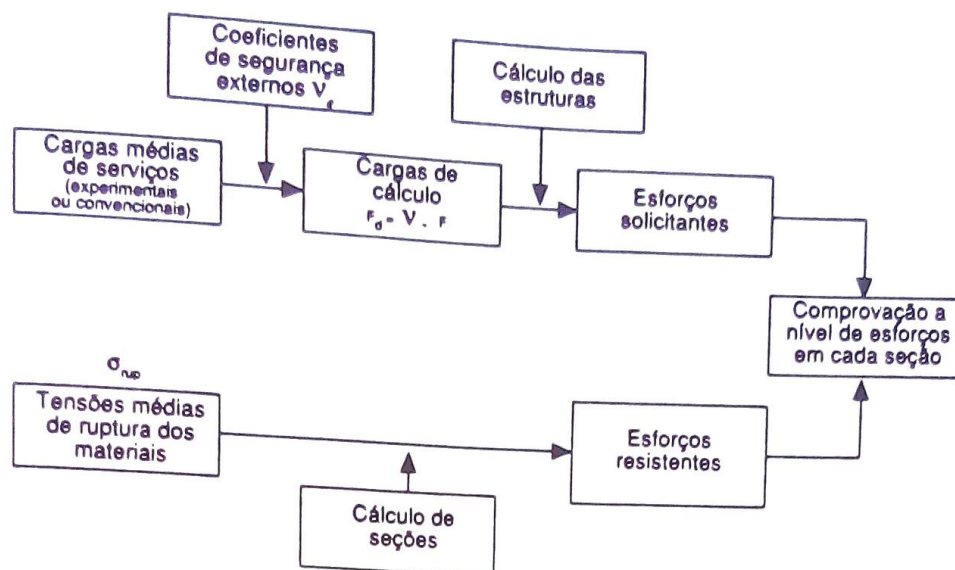


Figura 2.2 - Dimensionamento de estruturas de concreto armado no regime de ruptura⁵⁶.

Como críticas a este método citadas por, MODESTO⁶⁹ e HELENE^{50,52}, podem ser destacadas as seguintes:

a) sendo o γ_e um coeficiente único, ele não leva em conta a variabilidade dos tipos de ações, bem como a maior ou menor possibilidade da ocorrência simultânea de combinações desfavoráveis;

b) nos casos em que não ocorrer proporcionalidade entre carga e esforço solicitante, são válidas as mesmas críticas do método anterior. Segundo MODESTO⁶⁹, este método resolveu a questão relacionada ao diagrama tensão X deformação (linearidade física), sendo entretanto falho nos casos de não linearidade geométrica;

c) da mesma forma que no método das tensões admissíveis, o coeficiente de segurança γ_e , não mede a segurança. Como exemplo desta situação, MODESTO⁶⁹ cita o caso de peças em

que existe linearidade geométrica (a majoração da carga "q", implica em majoração da solicitação máxima) sendo admitida como única variável a tensão de ruptura dos materiais adotada no projeto, fixada de forma determinística. Como a tensão de ruptura, na verdade, é uma variável aleatória, podendo estar próximo ou não ao valor adotado no projeto, verifica-se, assim que materiais de características diferentes conduzem a maior ou menor segurança, não sendo, conseqüentemente, o coeficiente γ_e um indicador da segurança de uma estrutura.

d) em relação aos materiais, verifica-se que o coeficiente de segurança continuou a ser único, englobando todas as variáveis. Este aspecto, da mesma forma que no método anterior impossibilita a distinção da parcela referente aos materiais, não contribuindo para a melhoria da qualidade na produção da estrutura, já que a diminuição da variabilidade das resistências dos materiais não poderia ser repassada ao dimensionamento.

2.3 Método probabilístico

Os métodos anteriores de dimensionamento de estruturas supõe que o comportamento estrutural e a resistência dos materiais são fenômenos determinísticos, ou seja, conforme definição de ZAGOTTIS⁸⁷, "...para um mesmo corpo, com as mesmas vinculações, a aplicação de uma certa solicitação, de acordo com uma certa lei de variação ao longo do tempo,

se pudesse ser repetida diversas vezes, produziria em todas elas os mesmos esforços internos, as mesmas deformações e os mesmos deslocamentos." Esta definição, segundo o autor citado, é válida para o comportamento estrutural, sendo os parâmetros mecânicos e geométricos aleatórios, associadas a distribuições de densidades de probabilidades.

Esta consideração implica em aceitar que para um determinado material com resistência "R", variável segundo determinada distribuição, haverá sempre uma probabilidade "p" de que ocorra uma situação que leve a estrutura à ruína, causada por um valor extremo de "R" ou pela combinação desfavorável de solicitações e resistência. Esta constatação implica em abandonar o conceito de coeficiente de segurança, ou a determinação da segurança através de um valor numérico, passando a existir o conceito de probabilidade de ruína, fazendo com que o dimensionamento passe a ser o processo de definição da probabilidade de ruína aceitável para uma determinada estrutura.

A principal implicação destas considerações é o abandono do conceito de estrutura totalmente segura construída a custo acessível, ou seja existirá sempre uma probabilidade, ainda que bastante pequena, de ruína, devendo este valor ser fixado, segundo o CEB³⁸, em função de critérios econômicos, analógicos, psicológicos, jurídicos e morais, conforme definições a seguir.

O critério econômico está relacionado aos custos de construção e ruína de uma estrutura. A aplicação plena

deste critério é difícil, já que a minimização dos custos conduz a probabilidade de ruína elevada, e em geral, perda de vidas humanas, servindo, então como coadjuvante para a definição da probabilidade de ruína, principalmente em aspectos relacionados a vida útil das estruturas. A utilização de critérios econômicos foram propostos inicialmente, segundo BORGES²⁹, por KJELLMANN, em 1940 e VASCO COSTA⁴⁵, em 1948. O primeiro autor definiu o conceito de custo global (C_g), segundo a expressão, a seguir, sendo o dimensionamento um processo de minimização do custo global.

$$C_g = C_i + P_f \cdot C_f$$

onde:

C_i - custo inicial da construção e o custo de manutenção, menos o valor residual da mesma ao fim da vida útil;

P_f - probabilidade de cada tipo de ruína;

C_f - custo associado a ruína.

O segundo autor citado ao abordar os conceitos de segurança e probabilidade, também afirma que o processo de dimensionamento deveria buscar a probabilidade de ruína em função de critérios econômicos.

O idéia de comparação da probabilidade de perda de vidas devido a ruína de uma estrutura com a segurança oferecida por outras atividades habituais ao ser humano foi proposto pela primeira vez proposto, segundo relata BORGES²⁹, em

1939, por WIERZBICKI. Este conceito faz parte dos critérios analógicos para definição da probabilidade de ruína. Em relação a estes valores, ZAGOTTIS⁸⁷ cita que a probabilidade de morte de uma pessoa em acidentes rodoviários é igual a 0,7 %, o mesmo valor para uma pessoa que utiliza transporte aéreo por 10 horas ao ano. Para transporte ferroviário, o valor é 0,2 % para 300 viagens por ano, enquanto a probabilidade de uma pessoa em boas condições de saúde morrer até o término de um dia é 10^{-5} . O CEB 127³⁸, citando estudo de RUSCH e RACKWITZ, mostra que a probabilidade de morte acidental, por qualquer causa, é da ordem de 10^{-3} , podendo chegar a 10^{-4} para pessoas de comportamento prudente, sendo as causas principais os diversos tipos de transporte, acidentes de trabalho e esportes. Os mesmos pesquisadores citam que os acidentes causados por construções variam entre 10^{-4} e 10^{-5} , devendo, entretanto, ser ressaltado que, em geral, não estão relacionados aos valores dos coeficientes de segurança, e sim a outras causas, tais como incêndios, manifestações patológicas, etc.

A reação da opinião pública frente a inovações, bem como eventuais colapsos de estruturas são considerados pelos critérios psicológicos.

Os critérios jurídicos, segundo o CEB³⁸, são resultado de decisões políticas e influenciadas pela opinião pública, cabendo, no momento de otimização da probabilidade de ruína

de uma estrutura, a definição de "erros" tidos como normais, aceitáveis ou previsíveis.

A definição da probabilidade de ruína, quando envolvendo vidas humanas, é abordada pelos critérios morais, sendo em geral conflitantes com o critério econômico.

Segundo proposição da Construction Industry Research and Information Association, citada pelo Buletin 127 do CEB³⁸, o valor da probabilidade de ruína aceitável pode ser calculado segundo a expressão:

$$P_f = 10^{-4} \cdot K_s \cdot \frac{n_d}{n_f}$$

onde:

K_s = fator social variável entre 0,005 para locais de concentração de pessoas; 0,05 para residências, edifícios comerciais e indústrias; 0,5 para pontes e 5 para torres e estruturas marinhas;

n_d = vida útil prevista da estrutura, em anos;

n_r = número médio de pessoas na estrutura ou em seu entorno durante a situação que possa causar a ruína.

Em relação a vida útil, a mesma publicação estabelece os seguintes parâmetros:

- construções de pequena importância - 10 anos, tais como depósitos e silos;
- construções usuais - 50 anos;

- edifícios públicos, grandes edifícios e importantes para a comunidade - 100 anos;
- pontes - 100 a 120 anos.

Fazendo também uma análise em função do custo CORRALES⁴³ estabelece probabilidades de ruína da ordem de 10^{-5} , 10^{-6} e 10^{-4} , respectivamente para estruturas normais, ginásios de esportes e pequenas edificações.

O Boletim 127 do CEB³⁸ cita ainda a proposição da publicação 72 da Comunidade Econômica Européia, de 1976. Este estudo relaciona o tipo de ruína e suas conseqüências, segundo mostrado na Tabela 2.1, a seguir.

TABELA 2.1 - PROBABILIDADE DE RUÍNA - CEE 72³⁸

Conseqüência da ruína	Tipo de ruína		
	I	II	III
A	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}
B	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}
C	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}

A - sem gravidade, caracterizando-se por praticamente não haver riscos de perdas de vidas, prejuízos econômicos de pequena monta e danos localizados;

B - grave, com riscos razoáveis de vidas humanas, prejuízos importantes e comprometimento da continuidade de atendimento das funções previstas para a estrutura;

C - muito graves, com riscos consideráveis de perda de vidas humanas, grandes conseqüências econômicas e risco de inutilização da estrutura;

I - ruptura dúctil, permitindo a continuidade da função portante da estrutura;

II - ruptura dúctil, ocasionando perda total da capacidade portante da estrutura;

III - ruptura frágil.

Segundo ZAGOTTIS⁸⁷, a probabilidade de ruína de uma estrutura deve variar entre 10^{-3} e 10^{-6} , sendo estes valores comparáveis aos riscos de uma pessoa em boa condição de saúde morrer antes do fim do dia, conforme citado anteriormente.

A determinação exata da probabilidade de ruína de estrutura é um assunto complexo e de difícil aplicação em obras usuais, sendo adotadas variações do método probabilístico, ou sejam:

a) Método probabilístico puro - onde todas as possibilidades de análise estrutural e ruína, devido as variações das propriedades mecânicas e geométricas são consideradas. Este método é bastante complexo, sendo praticamente inviável sua aplicação no momento. Entre os entraves para sua aplicação, ZAGOTTIS⁸⁷ cita as dificuldades para a definição estatística dos fatores

relacionados as ações e esforços, e análise do comportamento estrutural.

b) Método probabilístico condicionado - é uma simplificação do método anterior, e considera como variáveis aleatórias as solicitações e as resistências dos materiais, e assume que a configuração de ruína é determinada pelas teorias determinísticas, sendo o valor de "p" determinado pela probabilidade de ocorrência da situação de ruína. Esta simplificação é válida para a maior parte das estruturas, já que os erros originados são pequenos.

2.3.1 Método semi-probabilístico

Com objetivo de tornar viável a utilização dos conceitos estatísticos estabelecidos nos métodos probabilísticos e ao mesmo tempo, não causar modificações bruscas no processo de dimensionamento de estruturas, foi criado um método, conhecido como método semi-probabilístico, que manteve conceitos determinísticos e incorporou outros de caráter probabilístico.

Neste método tanto a resistência dos materiais e como as ações são consideradas grandezas aleatórias, variando segundo determinadas distribuições de probabilidade, sendo representadas por um valor característico, R_k ou S_k respectivamente. Estes valores são determinados de maneira a terem pequena probabilidade de serem superados e, em geral, são correspondentes ao quantil de 5 %. Quando

relacionados às resistências dos materiais, estas deverão ser superiores em 95% dos casos, enquanto para as ações, 95% dos valores devem ser inferiores ao valor característico ao adotado. Este quantil, para a distribuição normal, é determinado pela expressão:

$$V_k = V_m \pm 1,65 \cdot s$$

onde:

V_k - valor característico da distribuição;

V_m - valor médio das distribuições;

s - desvio-padrão.

Apesar da determinação estatística existem diversos fatores que influenciam a segurança das estruturas, entre eles destacam-se^{69,87}:

- a) variabilidade das ações - relacionada à ocorrência de valores desfavoráveis das ações não identificadas no estudo estatístico;
- b) probabilidade de ocorrência simultânea de ações - trata da pequena probabilidade da ocorrência de várias ações ao mesmo tempo, em seus valores característicos;
- c) erros teóricos da análise estrutural - erros decorrentes da consideração de modelos teóricos ideais;

- d) imprecisões de cálculo - relacionado a erros prováveis de cálculo, devido a complexidade e número de equações, não sendo considerados enganos nos cálculos;
- e) imprecisões de execução - são erros devidos à ocorrência de falhas na geometria dos componentes, durante a execução, tais como eixo de vigas, prumo de pilares, etc;
- f) variabilidade das características mecânicas de deformação dos materiais em laboratório e em obra - são variações inerentes e inevitáveis das propriedades dos materiais;
- g) variabilidade das resistências - relacionada à variação da resistência dos materiais em laboratório e em obras, sendo este fator dependente da qualidade de execução;
- h) capacidade de redistribuição de esforços e forma de ruptura - relacionada a capacidade de aviso da iminência de ruína, conforme seja a ruptura frágil ou dúctil, devendo a primeira possuir maior coeficiente de segurança;
- i) tipo e montante dos danos produzidos em caso de ruína - relacionada ao porte da obra, número de vidas envolvidas e sua importância para a sociedade;
- j) existência de condições adversas - falhas devidas às condições de execução dificultadas por fatores não relacionados a técnica de execução, tais como: elevada taxa de armadura, dimensões reduzidas de peças, meio externo agressivo, etc.

Com objetivo da consideração destas variáveis não conhecidas, além de incertezas nas distribuições, são introduzidos coeficientes parciais de ponderação. Estes coeficientes, em geral, são adotados a partir de dados anteriores, de maneira a manter, conforme relata FUSCO⁴⁷, a mesma ordem de grandeza do consumo dos materiais utilizados em estruturas já executadas. Este método é atualmente adotado na normalização brasileira e em diversos países que basearam seus códigos de dimensionamento na publicação nº 84 do CEB³⁵.

Os coeficientes de ponderação distinguem a variabilidade dos materiais e das ações, sendo que aquele relativo aos materiais (γ_m) minora o valor característico da resistência e o outro (γ_f) majora o valor característico das ações. Os valores das resistências e ações modificados pelos respectivos coeficientes são denominados respectivamente, resistências e ações de projeto.

O dimensionamento é feito estabelecendo-se que as resistências de projeto (R) devem ser maiores ou no mínimo iguais às solicitações (S):

$$R \geq S$$

$$R = R_k / \gamma_m$$

$$S = \text{Solicitação originada por } \gamma_f \cdot F_k$$

$$\frac{R_k}{\gamma_m} \geq \underbrace{\gamma_f \cdot Q_k}_F \Rightarrow \frac{R_k}{\gamma_m \cdot \gamma_f} \geq F_k$$

Podendo o produto $\gamma_m \cdot \gamma_f$ ser considerado, de certo modo, como um coeficiente de segurança global

A Figura 2.3, a seguir, apresenta o método dos coeficientes parciais de introdução de segurança nos projetos de estruturas de concreto armado.

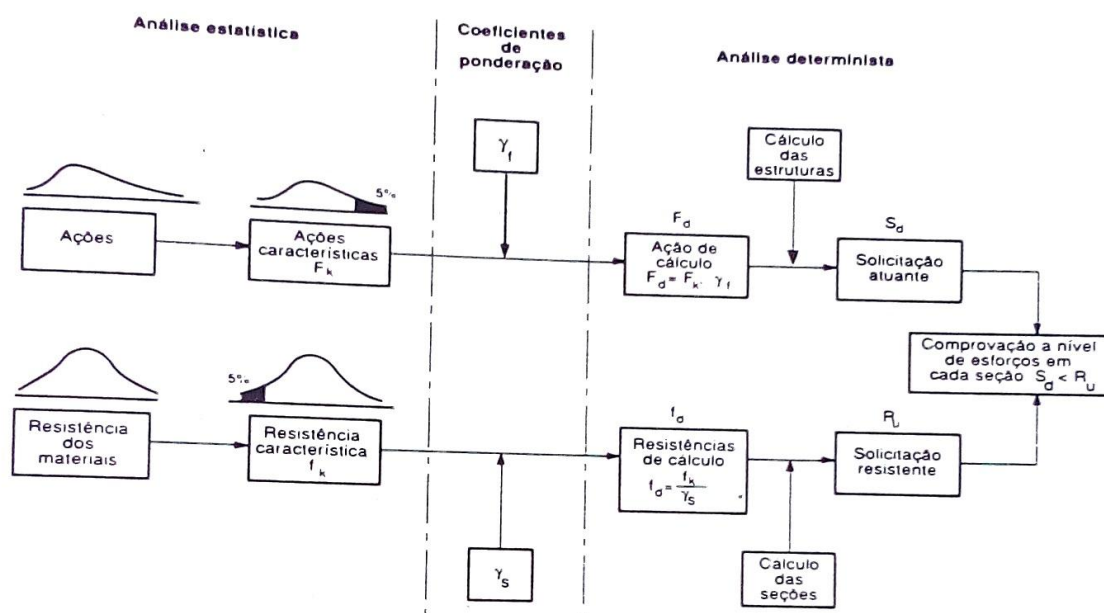


Figura 2.3 - Dimensionamento de estruturas de concreto armado pelo método dos coeficientes parciais⁵⁶.

A consideração de coeficientes distintos para resistência e ações permite que, em casos onde houver um maior controle e conhecimento sobre as incertezas e variabilidade dos fatores que afetam cada uma das distribuições, estes coeficientes parciais podem ser reduzidos.

2.3.1.1 O coeficiente γ_f

O coeficiente relativo às cargas, segundo a NBR 8681²⁰, CEB³⁸ e ZAGOTTIS⁸⁷ está dividido em 3 fatores:

γ_{f1} - leva em consideração a variabilidade das ações que não verificada durante o estudo estatístico;

γ_{f2} - relacionado à probabilidade reduzida de ocorrência simultânea de diversas ações, em seus valores característicos;

γ_{f3} - considera possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por deficiências de cálculo e análise estrutural e problemas construtivos, como imprecisões geométricas.

2.3.1.2 O coeficiente γ_m

As resistências (f) dos materiais tem uma variação aleatória em torno do valor médio f_m . Para o dimensionamento é adotado um valor característico com 95% de probabilidade de ser superado. Os fatores que estão englobados no coeficiente, segundo o Boletim 128 do CEB³⁹ e adotados pela NBR 8681²⁰ são:

γ_{m1} - considera a existência de desvios desfavoráveis nas resistências não observados no estudo estatístico, transformando a resistência característica em um valor de pequena probabilidade de ocorrência, passando a

probabilidade de ocorrência de valores desfavoráveis de 0,05 para 0,005;

γ_{m2} - considera a diferença existente entre a resistência do material na estrutura (resistência efetiva) e aquela determinada em corpos de prova de controle (resistência potencial);

γ_{m3} - relacionado às incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, devido aos métodos construtivos ou de cálculo, relacionadas aos materiais e não consideradas no γ_{f3} .

Estes coeficientes são determinados por critérios estatísticos (γ_{m1} e γ_{m2}) e empíricos (γ_{m3}).

O coeficiente γ_m , relacionado ao aço (γ_s) pode ser decomposto, segundo o CEB 128³⁹, em três parcelas, ou sejam:

$$\gamma_s = 1,05 (\gamma_{s1}) \times 1,05 (\gamma_{s2}) \times 1,05 (\gamma_{s3}).$$

A multiplicação destes valores resulta em 1,16, sendo adotado pelo Código Modelo do CEB³⁵, o valor 1,15.

Para o concreto, o coeficiente é denominado γ_c , sendo decomposto nas seguintes parcelas:

$$\gamma_c = 1,07 \text{ a } 1,32 (\gamma_{c1}) \times 1,10 (\gamma_{c2}) \times 1,10 (\gamma_{c3})$$

O resultado do produto das parcelas é variável entre 1,30 e 1,60, sendo recomendados pelo CEB 84³⁵, os seguintes valores:

$\gamma_c = 1,4$ para condições rigorosas de execução e controle;

$\gamma_c = 1,5$ para condições normais de execução e controle;

$\gamma_c = 1,6$ para as situações de controle pouco rigoroso.

A importância da adoção de um sistema de garantia de qualidade em estruturas de concreto é facilmente notada, já que uma menor variabilidade da resistência dos materiais pode ser traduzida em modificações dos valores totais.

A melhoria da qualidade contribui para a diminuição das incertezas, fazendo com que as parcelas do coeficiente γ_m possam ser melhor identificadas, além de contribuir para a diminuição da ocorrência de imperfeições geométricas e falhas de execução.

2.4 A evolução da normalização brasileira de estruturas de concreto

A normalização brasileira de estruturas teve início oficial, com textos de abrangência nacional a partir da publicação, em 28 de setembro de 1940, da NB-1 (Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado)⁷, pela recém-criada Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

Antes da NB-1/40, foram utilizados diversos regulamentos de cálculo embora, em geral, de âmbito local. LOBO CARNEIRO³³ citando VASCONCELLOS relata que o primeiro texto produzido no Brasil, relacionado ao cálculo e execução de concreto,

foram as "Cadernetas de instrução para a construção de esgotos" elaboradas em 1905, pelo engº Saturnino de Brito, em Santos, SP. Conforme relata o mesmo autor, entre 1925 e 1931, eram adotadas pelos calculistas, as recomendações da norma alemã DIN 1045.

A partir de 1930 foram elaborados vários textos para o dimensionamento de estruturas de concreto armado, destacando-se o "Regulamento para Construções de Concreto Armado" (1931), sendo este o primeiro texto brasileiro na área de dimensionamento de estruturas de concreto armado em geral, embora de caráter não oficial. Este regulamento foi elaborado pela Associação Brasileira de Concreto, sob a direção do engº José Furtado Simas, sendo adotado, conforme relata LOBO CARNEIRO³³, pelo município do Rio de Janeiro em seu código de obras. Este regulamento era de caráter determinista e baseado no método das tensões admissíveis, sendo a tensão admissível do concreto fixada através da resistência obtida em ensaios de corpos-de-prova cúbicos, em idade posterior a 28 dias, divididos pelo coeficiente de segurança interno.

Paralelamente, foi elaborada pelo engº Arthur Sabóia, em São Paulo, outra norma, baseada nos mesmos princípios, sendo seu texto incorporado ao código de obras daquela cidade.

Em 1937, foi elaborada pelo engº Telemaco Van Langendonck o texto "Normas para execução e cálculo de concreto armado", sendo adotado pela Associação Brasileira de Cimento

Portland (ABCP). Este texto, foi o primeiro, em nível mundial, a considerar o dimensionamento no regime de ruptura (concreto no estágio III).

Com a criação da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) foi editada, em 1940, a primeira norma brasileira de âmbito nacional para cálculo de concreto armado. Esta norma, denominada NB-1 e suas diferentes versões até os dias de hoje estão apresentadas a seguir, sendo enfocados, principalmente, os artigos relacionados aos coeficientes de segurança e resistência dos materiais.

2.4.1 Cálculo e execução de obras de concreto armado (NB-1/40)

Em 1940, foi editada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), a primeira norma brasileira de caráter nacional, sendo conhecida como NB-1/40⁷. Esta norma, conforme cita LOBO CARNEIRO³³, foi fruto da coordenação do eng^o Paulo Sá, que unificou os textos dos eng^{os} Langendonck e Simas.

Esta norma, de caráter determinista, adotou os critérios dos métodos das tensões admissíveis do Regulamento de 1931, bem como as inovações propostas por Langendonck, destacando-se entre elas a possibilidade, a critério do calculista, o dimensionamento de peças fletidas no estágio III. A seguir estão transcritos alguns trechos do texto da

NB-1/407, destacando os pontos mais importantes, relacionados a segurança e resistência dos materiais.

"CAPÍTULO III - Esforços resistentes

Art. 22 - Compressão axial:

"No cálculo das peças de concreto armado solicitadas a compressão axial, admite-se que a resistências das mesmas seja igual à soma das resistências admissíveis de seus elementos (concreto e aço) considerados separadamente."

Art. 23 - Flexão:

"O cálculo das peças de concreto armado submetidas a esforços de flexão simples ou composta, deve ser feito supondo-se (Estádio II):...

*...Em estruturas não sujeitas a vibrações ou a choques permite-se, desde que se use **um coeficiente de segurança não inferior a dois**, que as peças submetidas a flexão simples sejam dimensionadas em função da carga de ruptura, calculada supondo-se válidas as alíneas a) a c) acima e mais (Estádio III):..."*

Segundo estes artigos, verifica-se que a norma, em sua maioria, mantém o critério de tensões admissíveis, sendo para os casos de flexão simples, a única possibilidade de dimensionamento pelo critério de ruptura.

Em relação a resistência dos materiais, destacam-se os seguintes tópicos:

"CAPÍTULO VI - Materiais

Art. 85 - Resistência do concreto

"A resistência à compressão do concreto, na qual se baseia a fixação do valor das tensões admissíveis nos concretos dosados racionalmente, deve ser verificada em corpos-de-prova cilíndricos com a idade de 28 dias, preparados e rompidos com os métodos MB-2 e MB-3. Essa resistência não deve ser inferior a 125 kg/cm²..."

Os métodos de ensaio citados são anteriores a criação da ABNT, sendo referenciados ao ano de 1937, sendo utilizados corpos-de-prova cilíndricos.

As tensões admissíveis são fixadas no capítulo VII da norma, conforme relacionado a seguir:

"CAPÍTULO VII - Tensões admissíveis

A - CONCRETO

Compressão em concretos dosados empiricamente

Art. 90 - As tensões de compressão, nos concretos dosados empiricamente, não devem ultrapassar os seguintes valores:

- a) para compressão axial ou flexão composta (tensão no centro de gravidade da secção transversal) - 40 kg/cm²
- b) para flexão simples ou composta (tensão nas bordas da secção transversal) - 45 kg/cm².

Compressão em concretos dosados racionalmente

Art. 91 - As tensões admissíveis de compressão, nos concretos dosados racionalmente, são:

a) para compressão axial ou flexão composta (tensão no centro de gravidade da secção transversal) - $\sigma_{c28}/3 \leq 60$ kg/cm²;

b) para flexão simples ou composta (tensão nas bordas da secção transversal) - $\sigma_{c28}/2,5 \leq 75$ kg/cm²."

Era estabelecido ainda, que o limite de 75 kg/cm² poderia ser elevado até 110 kg/cm², desde que a fiscalização verificasse o exato cumprimento de todas as prescrições da Norma, especialmente se no cálculo foram considerados todos os esforços possíveis de atuar sobre a estrutura, além de exigir que na execução fossem tomadas todas as precauções necessárias para garantir a resistência prevista do concreto.

O art. 91, para os concretos dosados racionalmente, mostra a adoção de um coeficiente de segurança igual a 3 para a definição da resistência a compressão admissível. Verifica-se, também que a adoção deste coeficiente conduzia a não ser economicamente vantajoso a execução de concretos com resistência de dosagem superior a 18 MPa, já que não poderia haver repasse ao processo de cálculo, pela limitação da resistência admissível.

Para a armadura eram definidos os seguintes valores:

"B - AÇO

Art. 93 - As tensões admissíveis de compressão e tração no aço são:

a) para compressão axial ou flexão composta (média das tensões em toda a armadura longitudinal)

aço 37 CA - 1200 kg/cm²

aço 50 CA - 1500 kg/cm²

b) para flexão simples ou composta (tensão máxima)

aço 37 CA - 1500 kg/cm²

aço 50 CA - 1800 kg/cm²"

Os aços CA-37 e CA-50, eram laminados a quente e classificados pela EB-3/39¹² segundo o limite de resistência, 37 kg/mm² (\cong 370 MPa) e 50 kg/mm² (\cong 500 MPa) respectivamente. Estes aços tinham limite de escoamento definidos respectivamente por 24 kg/mm² (\cong 240 MPa) e 30 kg/mm² (\cong 300 MPa), sendo portanto estabelecido um coeficiente de segurança igual a 2, para a determinação das tensões médias.

Após sua publicação a NB-1 sofreu revisões em 1943, 1950, 1960 e 1978, sendo esta a versão em vigor, estando atualmente, em andamento os trabalhos de nova revisão.

2.4.2 Cálculo e execução de obras de concreto armado (NB-1/43)

Em setembro de 1943, na 5ª Reunião da ABNT, realizada em Porto Alegre, foram revistos alguns artigos do texto da NB-1/40. Não foram realizadas alterações significativas, tendo sido modificados 24 artigos e conforme relato da própria comissão de revisão⁸, a maior parte das modificações estavam relacionadas a melhoria de redação e correção de erros tipográficos.

2.4.3 Cálculo e execução de obras de concreto armado (NB-1/50)

Em 1950 foi aprovada nova versão da NB-1⁹. Desta feita, houve uma alteração importante, com a diminuição do valor do coeficiente de segurança das peças fletidas calculadas no estágio III. Originalmente conforme já verificado, o artigo 23 da NB-1/40 estabelecia um coeficiente de segurança não inferior a dois. Na revisão de 1950 este valor foi discriminado, conforme se tratassem de cargas permanentes ou acidentais, sendo adotados os seguintes valores:

"Art. 23 - Flexão

O coeficiente de segurança a adotar será:

1,65 para todas as cargas permanentes

1,65 para as cargas acidentais em edifícios definidas na NB-5

2,0 para as demais cargas acidentais e para as cargas móveis em pontes... "9

Os demais artigos não sofreram modificações significativas.

2.4.4 Cálculo e execução de obras de concreto armado (NB-1/60)

Em 1960 houve nova revisão da NB-1¹⁰, sendo algumas modificações bastante importantes e avançadas para a época, entre elas destacam-se:

a) maior abrangência do cálculo no Estádio III, conforme os itens destacados a seguir:

"CAPÍTULO III - Esforços resistentes

23. Compressão axial

O cálculo das peças de concreto armado solicitadas à compressão axial será feito em função da carga de ruptura (estádio III), com o coeficiente de segurança estabelecido no item 95,...

A carga de ruptura da peça será considerada igual à soma da resistência do concreto e da resistência da armadura longitudinal. Para o cálculo da resistência do concreto,

admite-se que sua tensão de ruptura, na peça, seja igual a 8/9 da tensão mínima de ruptura σ_R definida no item 89.

Para os fins deste item não se considerará σ_R superior a 150 kg/cm², exceto em arcos e abóbadas para os quais este limite será de 180 kg/cm²."

Mantendo-se o mesmo princípio das versões anteriores foi fixado um valor máximo para a resistência à compressão do concreto, sendo, possivelmente, este valor a origem do uso generalizado, até os dias de hoje do limite de 15 MPa para a resistência de projeto (f_{ck}).

O cálculo de peças sujeitas a esforços de flexão era abordado nos itens que seguem.

"25. Flexão

O cálculo das peças de concreto armado submetidas a esforços de flexão simples ou compostas, ..., será em função da carga de ruptura (estádio III) com os coeficientes de segurança estabelecidos no item 95, permitindo-se também o cálculo no estágio II, com as tensões admissíveis estabelecidas no item 96.

O cálculo no estágio III das peças submetidas a flexão simples ou composta será feito supondo-se várias hipóteses simplificadoras, não se tomando no entanto para σ_R valor superior a 220 kg/cm²."

Pelos itens citados verifica-se que a NB-1/60 ampliou, em relação a sua versão de 1940, o conceito do dimensionamento

pela carga de ruptura (estádio III), mantendo, entretanto, a possibilidade de cálculo no estágio II, havendo uma inversão de preferência, já que nas versões anteriores era opcional o cálculo pelo Estádio III.

Possivelmente a principal inovação desta versão seja relacionada aos materiais, sendo implementadas duas modificações importantes. Uma delas foi a consideração em separado das resistências do aço e concreto, sendo a outra, a adoção do critério estatístico para a resistência do concreto.

Foi adotado o valor correspondente a resistência de escoamento do aço estabelecida nas especificações. Para o concreto, foi permitida a adoção, desde que conhecida sua variabilidade, do valor característico, correspondente ao quantil de 5 %.

Esta última modificação implicava na consideração de critérios estatísticos para sua definição sendo uma grande evolução para o meio técnico da época. HELENE⁵², citando LOBO CARNEIRO afirma que somente quatro outros países (União Soviética, Alemanha Ocidental, Inglaterra e Estados Unidos) adotavam, na época, estes critérios. Esta consideração, segundo LOBO CARNEIRO³³, foi anterior as Recomendações do CEB de 1963⁵⁸, que definiu o termo "valor característico da resistência do material".

Estas modificações estão apresentadas nos seguintes itens da NB-1/60¹⁰:

"CAPÍTULO VI - Materiais

E - Características do concreto

89. Resistência

A tensão σ_R na qual se baseia o cálculo das peças em função da carga de ruptura (estádio III) ou a fixação das tensões admissíveis será igual à tensão mínima de ruptura a compressão, com 28 dias de idade, determinada em corpos-de-prova cilíndricos normais.

Considera-se, para os fins desta Norma, como tensão mínima de ruptura do concreto à compressão, a definida pelas fórmulas seguintes:

- quando houver sido determinado o coeficiente de variação da resistência do concreto, com pelo menos 32 corpos-de-prova da obra considerada ou de outra obra do mesmo construtor e de igual padrão de qualidade (item 92):

$$\sigma_R = (1 - 1,65.v) \cdot \sigma_{c28}, \text{ mas não maior que } 0,8\sigma_{c28};$$

- quando não for conhecido o coeficiente de variação:

: se houver controle rigoroso (item 92) - $\sigma_R = 3/4\sigma_{c28}$

: se houver controle razoável (item 92) - $\sigma_R = 2/3\sigma_{c28}$

: se houver controle regular (item 92) - $\sigma_R = 3/5\sigma_{c28}$ "

onde:

v - coeficiente de variação;

σ_{c28} - tensão média de ruptura de compressão;

σ_R - tensão mínima de ruptura.

O estudo estatístico da variabilidade da resistência dos materiais, principalmente do concreto, foi tema de diversos autores. LOBO CARNEIRO³⁴ relata trabalho desenvolvido por OLIVEIRA enfocando a produção de concreto em obra e a variabilidade de sua resistência, medida a partir da ruptura de 600 corpos-de-prova. O mesmo autor, afirma que, conhecendo a distribuição de freqüências é possível o estabelecimento de uma resistência mínima a ser superada em grande parte dos casos. Considerando a resistência do concreto como ajustada à distribuição normal, o autor cita inicialmente o quantil de 99 %, o mesmo valor estabelecido por MORGAN conforme relato de HELENE⁵⁰. Convém citar que os dois trabalhos são praticamente coincidentes, sendo o último apresentado em 26/05/44, enquanto o primeiro é datado de 07/07/44. Tendo em vista a possibilidade dos valores extremos negativos terem sido produzidos por corpos-de-prova defeituosos, e estando esta variável englobada no coeficiente de segurança, LOBO CARNEIRO estabelece, no mesmo trabalho, ser razoável a adoção do quantil de 95 % de probabilidade, sendo este o valor adotado pela NB-1/60, dezesseis anos após.

Os valores (3/4, 2/3 e 3/5), para os casos em que não seja conhecida a variabilidade do concreto, correspondem respectivamente a admitir a possibilidade de ocorrência de valores em 25, 33 e 40 % da resistência média. Em relação a

estes valores LOBO CARNEIRO³⁴ relata serem comuns variações de 15% em torno da média, existindo a possibilidade de valores extremos negativos na faixa de 25 a 35 %.

Em relação à segurança, e em função do processo de cálculo adotado, foram estabelecidos valores distintos para o coeficiente de segurança externo (estádio III) e para as tensões admissíveis (estádio II), conforme mostram os artigos a seguir:

"CAPÍTULO VII - Coeficientes de segurança

A. Coeficientes de segurança (estádio III)

- Peças calculadas em função da carga de ruptura

95. Nos casos de peças calculadas em função da carga de ruptura os coeficientes de segurança serão os seguintes:

a) peças solicitadas à flexão simples ou composta

= 1,65 para todas as cargas permanentes, para as cargas acidentais definidas na NB-5 e para os esforços devidos à retração e variação da temperatura.

= 2,00 para as demais cargas acidentais.

b) peças solicitadas à compressão axial e tração axial

= 2,00 para todas as cargas permanentes, para as cargas acidentais definidas na NB-5 e para os esforços devidos à retração e variação da temperatura.

= 2,40 para as demais cargas acidentais.

= 2,40 para as demais cargas acidentais.

B - Tensões admissíveis

- flexão simples e composta (estádio II) e armadura destinada a resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante e da torção.

96. As tensões admissíveis para as peças solicitadas à flexão simples ou composta, quando calculadas no estágio II serão as seguintes, devendo-se previamente multiplicar por 1,2 todas as cargas acidentais que não sejam definidas na NB-5;

a) no concreto (tensão na borda da seção transversal...)

$$\sigma_c = \sigma_R/2 \leq 110 \text{ kg/cm}^2$$

b) no aço

aço 37-CA: $\sigma_f = 1500 \text{ kg/cm}^2$

aço 50-CA: $\sigma_f = 1800 \text{ kg/cm}^2$

aço CA-T 40: $\sigma_f = 2400 \text{ kg/cm}^2$

aço CA-T 50: $\sigma_f = 3000 \text{ kg/cm}^2$ "

Verifica-se que, no caso do cálculo no estágio III, a segurança foi estabelecida pela adoção do coeficiente externo global, o qual da mesma forma que as versões anteriores da NB-1, englobava todas as incertezas e desconhecimentos. Este fato mantém válidas as críticas feitas a NB-1/40⁷, em relação a avaliação real da

segurança, bem como para o controle das diferentes variáveis.

2.4.5 Cálculo e execução de obras de concreto armado (NB-1/78)

Em 1978 entrou em vigor a última versão da NB-1, atualmente em processo de revisão, tendo sido registrada no INMETRO em 1980 e identificada como NBR 6118/80¹¹.

Este texto apresenta grandes modificações em relação a versão de 1960, deixando de ser uma norma de caráter determinista e, basicamente, de tensões admissíveis, para uma norma probabilística e adotando somente o critério dos estados limites. Na realidade, foi feita uma adaptação ao método probabilista, em virtude das dificuldades, já citadas, de sua aplicação plena sendo, então adotado o critério semi-probabilístico para a introdução da segurança. Conforme já analisado, este processo assume simplificações em relação ao método probabilístico puro, pois considera apenas a resistência dos materiais e as ações como variáveis aleatórias, obedecendo distribuições estatísticas, as quais são representadas por valores característicos, sendo as demais variáveis consideradas deterministas.

Este processo de introdução de segurança é também conhecido como método dos coeficientes parciais, já que, conforme mostrado no item 2.1.3, visando cobrir incertezas quanto

aos materiais, execução, cargas ou processo de cálculo, são adotados dois coeficientes de ponderação parciais, um que minora o valor característico da resistência dos materiais (γ_m) e outro que majora o valor característico das ações (γ_f), obtendo assim os valores de cálculo, respectivamente f_d e F_d .

Estas modificações foram baseadas no "Boletim d'Information" nº 84 do CEB³⁵, publicado em 1972. Em relação aos coeficientes parciais o citado código recomendou os seguintes valores:

a) CEB - CONCRETO (γ_c)

- Para concreto dosado e controlado rigorosamente (peças pré-fabricadas industrialmente)

- condições especiais de concretagem - 1,3

- condições normais de concretagem - 1,4

- Para concreto produzido em canteiro ou usina e controlado de acordo com as recomendações do CEB:

- condições especiais de concretagem - 1,4

- condições normais de concretagem - 1,5

- pouco controlado - 1,6

As condições especiais de concretagem são consideradas aquelas que favorecem a obtenção de um concreto homogêneo e de boa qualidade, principalmente nas zonas comprimidas. São

as condições existentes em concretagens horizontais ou pouco inclinadas.

b) CEB - AÇO (γ_s)

É adotado um valor único de 1,15.

A normalização brasileira adotou valores menores que os preconizados pelo CEB, em parte por razões econômicas, sendo recomendados também valores distintos conforme seja o controle de qualidade da execução da estrutura, sendo os seguintes valores:

"5.4 Coeficientes de minoração e de segurança

5.4.1 Materiais

Os coeficientes de minoração dos materiais, para o cálculo no estado limite último são:

- concreto: $\gamma_c = 1,4$ (em geral)

- aço: $\gamma_s = 1,15$ desde que sejam obedecidas as prescrições da EB-3 quanto ao controle de qualidade

$\gamma_s = 1,25$ quando não for realizado o controle de qualidade de acordo com a EB-3, permitindo-se essa situação apenas em obras de pequena importância, nas quais se empreguem aços de categoria CA-25 e CA-32.

No cálculo das peças para cuja execução sejam previstas condições desfavoráveis (por exemplo, más condições de transporte ou adensamento manual, ou concretagem deficiente

pela concentração de armadura), γ_c deve ser elevado para 1,5.

Para peças pré-moldadas em usina, executadas com cuidados rigorosos, γ_c pode ser reduzido para 1,3.

Os coeficientes de minoração serão multiplicados por 1,2 quando a peça estiver exposta à ação prejudicial de agentes externos, tais como ácidos, álcalis, águas agressivas, óleos e gases nocivos, temperatura muito alta ou muito baixa."¹¹

Apesar da NB-1 estabelecer valores diferentes, segundo as condições de controle e execução, não existe a tradição entre os projetistas nacionais da utilização dos coeficientes mais elevados ($\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,25$) nos casos prescritos, fazendo que a maior parte das obras sejam dimensionadas como se executadas com bom nível de controle de qualidade.

A majoração dos coeficientes em casos de meio agressivo pode ser contestada, já que implica somente no aumento das seções de concreto e aço, sendo esta medida ineficaz nos casos de concreto de elevada relação água/cimento, sendo portanto, mais coerente o dimensionamento de estruturas com resistência característica à compressão maior, e conseqüentemente menor relação água/cimento, resultando em concretos de baixa permeabilidade e porosidade.

Para as solicitações são estabelecidos os seguintes valores:

$\gamma_f = 1,4$ para as cargas permanentes (g)

$\gamma_f = 1,4$ para as cargas acidentais (q)

Segundo VASCONCELOS⁸⁴, os valores dos coeficientes adotados pela NB-1/78, foram estabelecidos de maneira a repetir a segurança obtida em normas anteriores, pois a redução da resistência do concreto através do $\gamma_c = 1,4$ e a majoração das cargas pelo γ_f de igual valor, corresponde a um aumento de 1,96, aproximadamente igual ao valor adotado na NB-1/60 (2,0).

A mesma opinião é compartilhada por FUSCO⁴⁷, que afirma que para a aceitação de um novo código de dimensionamento pelo meio técnico, é importante que os resultados obtidos sejam semelhantes aos alcançados anteriormente. Continuando, o mesmo autor relata que: "...por meio de exemplos comparativos, verificou-se que a adoção dos valores $\gamma_f = 1,4$ e $\gamma_c = 1,4$ conduzia a estruturas com o consumo de materiais da mesma ordem de grandeza que os usualmente considerados satisfatórios."

Em relação a resistência dos materiais, a NB-1¹¹ admite que possuam distribuição normal, sendo definido o valor característico correspondente ao quantil de 5 %, conforme a expressão: $f_x = f_m - 1,65s$, sendo "s" desvio padrão e f_m a resistência média.

Segundo esta norma o valor da resistência do concreto é medida a partir da ruptura de corpos-de-prova cilíndricos, em geral aos 28 dias de idade, sendo estimado seu valor

característico segundo o item 15 da mesma norma. Este item sofreu modificações, a partir da entrada em vigor da NBR 12655²¹.

Na normalização atual não existe limite máximo para a adoção do f_{ck} , desde que seja feita dosagem experimental. Em caso contrário, a resistência característica deverá ser ≤ 9 MPa. A partir da entrada em vigor da NBR 12655²¹ este limite foi aumentado para 10 MPa~~x~~ sendo, entretanto, obrigatória a realização de dosagem experimental para concretos de f_{ck} iguais ou superiores a 15 MPa. Deve ser salientado, que o artigo 5.5.4.2.1 da mesma norma não permite a execução de concreto de f_{ck} superior a ²⁰15 MPa em condições normais de obra, ou seja, cimento em massa e agregados em volume, prescrevendo ainda o consumo mínimo de cimento ser igual a 350 kg/m³. Esta condição, denominada "C" na NBR 12655, possivelmente implementada sob objetivo de melhoria da qualidade das estruturas de concreto, constitui um desestímulo à produção de concreto em obras, obrigando as construtoras à utilização de concreto produzido em usinas.

É importante ressaltar que o concreto produzido em condições de obra, quando produzido segundo um programa de controle de qualidade, não apresenta desvantagens em relação ao concreto produzido em usinas, sendo possível atender facilmente, pelo menos valores de resistência característica iguais a 25 MPa.

Em relação ao aço, sua resistência característica à tração (f_{yk}) foi fixada como a tensão mínima de escoamento prescrita para a categoria do aço empregado¹³.

As ações são determinadas a partir de dados estatísticos, quando existentes, referentes sua distribuição normal. Em caso contrário devem ser adotados os valores prescritos, em sua maior parte, pela NBR 6120¹⁶ (Cargas para o cálculo de estruturas de edificações), sendo esta última a prática usual, devido a não existência de levantamentos estatísticos sobre as cargas.

Em 1978 foi editado o Boletim 125 do CEB³⁷, trazendo uma nova versão das recomendações que, segundo LOBO CARNEIRO³³, aperfeiçou a utilização do método semi-probabilístico e esclarece aspectos relacionados a resistência ao esforço cortante, torção, punção, etc. Esta publicação é posterior ao registro da NB-1/78, existindo, portanto algumas diferenças entre os dois códigos.

Em outubro de 1991 foram iniciados os trabalhos de nova revisão da NB-1. Esta versão procurou agrupar os diversos tipos de estruturas de concreto, sendo denominada como "NB-1/93 - Projetos de Obras de Concreto Simples, Armado e Protendido" e teve o texto inicial baseado nas normas anteriores de concreto armado e protendido, além do Eurocode 2 (norma da Comunidade Européia, baseada nos Códigos Modelo do CEB de 1978 e 1990)⁴⁶.

2.5 A normalização estrangeira

Com objetivo de comparação entre os valores adotados em outros países e a norma NB-1, são apresentados nos itens a seguir os coeficientes adotados por algumas normas estrangeiras.

2.5.1 Espanha

Os valores a seguir estão relacionados na norma EH-88⁶⁸, sendo baseada no método semi-probabilístico, adotando os seguintes coeficientes parciais:

a) Concreto (γ_c)

- Casos gerais: 1,5;
- Controle reduzido: 1,7 (obras de pequena importância, edifícios com no máximo 2 pavimentos, sem ensaios);
- Controle Intenso: 1,4 para peças moldadas em usinas;

b) Aço (γ_s)

- Controle reduzido (sem ensaios): 1,2
- Controle normal: 1,15
- Controle intenso: 1,10

c) Ações (γ_f)

Para a fixação dos coeficientes relacionados as ações, foram estabelecidos 3 níveis de controle (Reduzido, Normal e Intenso), conforme seja o controle de qualidade empregado e 3 níveis para possíveis danos causados devido à ruína da estrutura (A, B, C), conforme se mostra a seguir:

Nível A - Obras que causem danos mínimos em caso de ruína (silos, obras provisórias).

Nível B - Obras que ocasionem danos médios em caso de ruína (pontes, edifícios residenciais, etc).

Nível C - Obras em que a ruína cause danos muito importantes (teatros, grandes edifícios comerciais, estádios).

Os valores fixados são:

Controle	-	Nível	-	Coeficiente
Reduzido	-	A	-	1,70
	-	B	-	1,80
	-	C	-	--
Normal	-	A	-	1,50
	-	B	-	1,60
	-	C	-	1,80

Intenso	-	A	-	1,40
	-	B	-	1,50
	-	C	-	1,70

A norma espanhola faz algumas considerações interessantes. A primeira é a limitação da utilização do controle reduzido a pequenas estruturas, ou seja torna-se obrigatório em casos de edifícios a utilização de um sistema que realmente garanta a qualidade de execução. Outro aspecto é a existência de um terceiro valor para o coeficiente de minoração do aço, a ser utilizado em situações de controle rigoroso ($\gamma_s = 1,10$).

2.5.2 Inglaterra

A norma inglesa BSI 1881³⁰ utiliza os coeficientes parciais, adotando entretanto, uma importante modificação, pois recomenda coeficientes de minoração maiores em peças onde a contribuição do concreto à segurança seja mais importante e vice-versa, entretanto não são feitas diferenciações em relação ao tipo de controle. Os valores adotados são os seguintes:

a) Concreto (γ_c)

- Flexão ou compressão axial: 1,50
- Cisalhamento: 1,25

- Outros: $\geq 1,50$

b) Aço (γ_s)

- valor único: 1,15

c) Ações (γ_f)

- Permanente e acidental: 1,4 e 1,6 respectivamente

- Permanente e vento: 1,4 e 1,4

- Permanente, vento e acidental: 1,2, 1,2 e 1,2

2.5.3 Polónia

Os valores listados a seguir, fazem parte da norma PN-76/B-03264, citada pelo Boletim 129 do CEB⁴⁰. Esta norma também adota valores distintos conforme seja a solicitação. Para o aço são adotados diferentes coeficientes, conforme seja a faixa da tensão de escoamento.

a) Concreto (γ_c)

- Compressão: 1,3

- Tração: 1,5

b) Aço (γ_s)

- aços com $f_y \leq 400$ MPa: 1,15

- aços com f_y variável entre 400 MPa e 1000 MPa: 1,20

- aços com $f_y \geq 1000$ MPa: 1,25

c) Ações (γ_f)

- Cargas permanentes - 1,10 ou 1,20

- Cargas acidentais - 1,20 à 1,40

2.5.4 União Soviética

A normalização de estruturas de concreto armado na União Soviética apresenta aspectos de pioneirismo. Segundo cita ZALESOV⁸⁸, em 1934 foi estabelecido um grupo de estudos para o desenvolvimento de métodos de dimensionamento segundo o critério de ruptura, abandonando-se o critério das tensões admissíveis. Em 1938 foi elaborada a primeira norma soviética para dimensionamento de estrutura de concreto armado, denominada OST 9003-38, a qual considerava o dimensionamento baseado na capacidade portante limite da estrutura. Deve ser lembrado que esta norma é posterior ao texto de Lobo Carneiro citado no item 2.4. Em 1949 foi editada a norma NiTU 3-49, que englobou os estudos desenvolvidos até então, sobre o comportamento na ruptura de componentes estruturais de concreto armado. Segundo o mesmo autor, estas normas tinham como principal desvantagem a consideração de seções normais na ruptura, e não possibilitar o dimensionamento baseado em deformações e abertura de fissuras. A adoção integral do método dos estados limites foi feita em 1955, na norma NiTU 123-55.

Como inovação dos códigos soviéticos deve ser citada também a adoção da teoria da probabilidade para definição da segurança das estruturas e consideração de conceitos estatísticos para a determinação das resistências dos materiais e solicitações. Esta considerações eram adotadas também pela Inglaterra, Alemanha Ocidental e Estados Unidos e Brasil.

O método atual de dimensionamento de estruturas de concreto é similar às recomendações do CEB³⁷, destacando-se a adoção de valor menor para o coeficiente de minoração do concreto. Os valores apresentados a seguir constavam da normalização da extinta União Soviética, e foram citados nas publicações 128 e 129 do CEB^{39,40}:

a) Concreto (γ_c)

- compressão em concretos normais e leves: 1,35;
- compressão em concretos celulares: variável entre 1,50 e 1,75;
- tração em concretos normais e leves: 1,5

b) Aço (γ_s)

- aços laminados a quente e $f_y < 400$ MPa: 1,15;
- aços laminados a quente e $f_y > 800$ MPa: 1,25.

c) Ações (γ_f)

- Permanentes: 1,1 a 1,3;

- Acidentais: 1,2 a 1,4;
- Cargas devido à neve: 1,4 a 1,6.

Esta norma faz distinção entre cargas acidentais de longa e curta duração (ventos, etc). No caso de cargas de curta duração é aplicado um coeficiente igual à 1,1 ao valor de cálculo (f_{cd}), caso contrário o coeficiente é 0,85.

2.5.5 França

Conforme cita o Boletim 128 do CEB³⁹, foram adotados os seguintes valores:

a) Concreto (γ_c)

- casos gerais: 1,5

b) Aço (γ_s)

- com controle: 1,15;
- sem controle: 1,25.

2.5.6 Japão

A norma japonesa⁵⁹, datada de 1986, somente neste ano adotou o critério de cálculo pelo método semi-probabilístico dos estados limites últimos permitindo entretanto, também o dimensionamento pelo método das tensões admissíveis. Apesar do atraso relativo aos demais

países, na adoção do critérios probabilísticos, a norma japonesa é apresenta diferenciações sendo definidos 3 tipos de estados limites, ou seja: último, de utilização e de fadiga. Em relação aos coeficientes parciais, os valores adotados são os menores, entre as diversas normas analisadas.

a) concreto (γ_c)

- coeficiente único: 1,3

b) aço (γ_s)

- coeficiente único: 1,0

c) ações (γ_f)

- variável entre 1,0 e 1,2

2.5.7 Estados Unidos

A consideração da segurança na normalização americana apresentou evolução semelhante aos códigos baseados nos modelos do CEB^{35,36}, sendo entretanto caracterizada pela vigência de dois métodos de cálculo simultaneamente, de maneira que as modificações introduzidas sejam mais facilmente aceitas pelo meio técnico³⁶.

Até 1956, o dimensionamento de estruturas de concreto armado era baseado no método das tensões admissíveis, sendo que na versão do ACI 318, deste ano foi introduzido o

método baseado no coeficiente de segurança externo. Juntamente com a edição do Boletim 39 do CEB⁵⁸, em 1963, foi editada nova versão do ACI 318, sendo mantido o critério anterior, e introduzido como método alternativo o processo de dimensionamento com coeficientes distintos para cargas e resistências, sendo estes valores determinados a partir de estudos estatísticos. Em relação à probabilidade de ruína, esta versão do ACI 318, adotou, segundo relato de REESE⁷⁸, valores com ordem de grandeza entre 10^{-5} e 10^{-6} .

A partir da versão de 1971 até a atualmente em vigor², houve inversão de prioridade nos métodos estabelecidos pelo ACI 318/63.

O ACI 318/91² adota critérios estatísticos no processo de dimensionamento de estruturas de concreto armado, apresentando algumas diferenças em relação ao Código Modelo de CEB³⁵. Entre eles destacam-se:

A verificação da segurança é feita a partir da comparação da resistência de projeto, obtida pela minoração da resistência nominal, conforme citado nos item "a", a seguir, e o esforço solicitante (U), obtido a partir das cargas majoradas.

$$\phi(\text{resistência nominal}) \geq \text{esforço solicitante}$$

a) materiais: não é feita distinção entre as resistências do concreto e do aço, sendo adotado um coeficiente único (ϕ) que multiplica a resistência nominal do elemento

estrutural por um fator menor que 1,0, variável segundo as solicitações, sendo adotados os seguintes valores:

- Flexão simples: 0,90.
- Tração axial e tração axial com flexão: 0,90
- Compressão por força normal e flexo-compressão:
 - pilares cintados: 0,75
 - outros tipos de armadura: 0,70
- Cisalhamento e torção: 0,85

A resistência nominal do componente é calculada segundo os critérios estabelecidos pela mesma norma, a partir da resistências especificadas para o concreto (f'_c) e o aço (f_y), sendo esta última limitada a 551 MPa, não havendo limitação para a resistência do concreto. A resistência nominal é obtida pelo cálculo da capacidade resistente do componente estrutural, assumindo que não vão ocorrer variações nas dimensões da peça e resistências dos materiais (concreto e aço).

É importante ressaltar que o ACI 318 não apresenta variação nos valores adotados em função do tipo de controle executado, sendo adotadas distinções somente para a definição da resistência de dosagem, segundo detalhado a seguir:

a.1) casos de desvio-padrão conhecido: deve ser adotado o maior valor das seguintes expressões:

$$f'_{cr} = f'_c + 1,34.s$$

ou

$$f'_{cr} = f'_c + 2,33.s - 3,45$$

onde: f'_{cr} = resistência média de dosagem;

f'_c = resistência especificada;

s = desvio-padrão

O valor 1,34 corresponde a variável da distribuição de Student correspondente à probabilidade de 91 %, enquanto 2,33 corresponde a 99 %. O desvio-padrão é modificado, em função do número de ensaios, segundo os valores indicados na Tabela 2.2. *(falta n)*

TABELA 2.2 - MODIFICAÇÃO DO DESVIO-PADRÃO SEGUNDO O NÚMERO DE ENSAIOS - ACI 318/89².

Nº de ensaios	Fator de modificação
15	1,16
20	1,08
25	1,03
> 30	1,00

Comparando com a normalização brasileira, a NBR 6118¹¹ também prescrevia, em seu item 8.3.1.2, a adoção de coeficientes modificadores do desvios-padrão, entretanto estes valores eram bem maiores que os citados pelo ACI 318. Por exemplo, para um número de ensaios igual a 20, era

recomendado o valor de 1,35. Com a entrada em vigor da NBR 12655²¹, estes coeficientes foram abolidos, sendo considerada somente a primeira hipótese, entretanto correspondente à probabilidade de 95 %, ou seja o valor da variável da distribuição normal igual a 1,65.

a.2) casos de desvio-padrão desconhecido - são adotados os seguintes valores para a resistência de dosagem (f'_{cr}), em função da resistência especificada (f'_c):

- $f'_c < 20,7$ MPa: $f'_{cr} = f'_c + 6,90$ MPa

- $20,7 < f'_c < 34,5$ MPa: $f'_{cr} = f'_c + 8,27$ MPa

- $f'_c > 34,5$ MPa: $f'_{cr} = f'_c + 9,65$ MPa

A normalização brasileira²¹, para estes casos, estabelece classes de desvios-padrão, segundo a condição de execução, conforme mostrado a seguir:

Condição A- aplicável a concretos de classe C10 a C80;

materiais medidos em massa;

medição da umidade dos agregados;

controle da água adicionada;

desvio-padrão = 4,0 MPa.

Condição B - aplicável a concretos de classe C10 a C20;

cimento medido em massa; agregados em volume

medição da umidade dos agregados;

controle da água adicionada;

desvio-padrão = 5,5 MPa.

Condição C - aplicável a concretos de classe C10 a C15;
cimento medido em massa; agregados em volume

controle da água adicionada;

estimativa da umidade dos agregados;

desvio-padrão = 7,0 MPa.

b) cargas: os valores de cálculo das cargas são obtidos pela multiplicação das cargas nominais por fatores maiores que 1,0. Os carregamentos são classificados em cargas devido ao peso próprio ("dead loads") e cargas acidentais ("live loads"), sendo as primeiras obtidas a partir de uma avaliação preliminar do projeto, considerando suas dimensões e massa específicas nominais. REESE⁷⁸ cita que esta estimativa preliminar pode apresentar variações entre 10 e 25 %, sendo 15 % o valor mais provável. As cargas acidentais são estabelecidas pela norma ANSI A58.1-1982, citada por MACGREGOR⁶⁴.

O coeficiente relativo às cargas devido ao peso próprio é menor que o relacionado às cargas acidentais, devido à possibilidade de melhor avaliação das primeiras. Os valores adotados estão listados a seguir, sendo a partir deles calculado o esforço solicitante (U), considerando diferentes possibilidades de combinações das ações.

- Cargas devido ao peso próprio (D): 1,4
- Cargas acidentais (L): 1,7
- Cargas de empuxo de terra (H): 1,7
- Cargas devido a ventos (W): 1,7

2.6 Comentários gerais

Ao final deste capítulo, constata-se que os procedimentos de consideração da segurança no dimensionamento de estruturas de concreto armado apresentaram importantes modificações, passando de métodos deterministas para os baseados em critérios semi-probabilistas, atualmente em vigor em vários países, com possibilidades, a partir de maiores estudos, de evolução para o método probabilista puro.

Em relação ao método atual, verifica-se pela análise dos códigos de dimensionamento de diversos países, que os valores adotados para o coeficiente de minoração da resistência do concreto, no campo dos concretos normais, apresentam variações de valores, estando compreendidos no intervalo entre 1,3 e 1,7.

Tendo em vista a variação dos coeficientes, conclui-se que estudos que resultem em maior conhecimento das parcelas que compõem o γ_c podem permitir uma melhor avaliação dos valores estabelecidos. Convém lembrar a citação de FUSCO⁴⁷,

segundo a qual os valores atuais foram adotados de maneira a produzir estruturas semelhantes às dimensionadas pelos critérios anteriores, sendo aparentemente, este fato uma contradição com a própria evolução dos processos de cálculo.

3 METODOLOGIAS PARA AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO EM ESTRUTURAS ACABADAS

3.1 Conceituação de resistência potencial e efetiva

A norma brasileira NBR 6118¹¹ em seu critério de introdução da segurança no dimensionamento de estruturas de concreto, considera como resistência de referência para o dimensionamento, o valor obtido através da ruptura de corpos-de-prova cilíndricos (15 x 30 cm). Esta resistência, denominada potencial, pode ser considerada como o valor máximo possível de ser atingido por um determinado traço de concreto. Isto se explica devido a estes corpos-de-prova terem recebido condições ótimas de moldagem, adensamento, cura, quando obedecidas as recomendações normalizadas^{14,15}.

Já o concreto existente na estrutura, embora tenha como origem o mesmo traço do qual foram moldados os corpos-de-prova de controle, normalmente apresenta resistência inferior quando são ensaiados testemunhos extraídos diretamente da estrutura. A razão principal deste fato, está na diferença entre as condições de transporte, lançamento, adensamento e cura, em geral, mais deficientes nas obras. Esta resistência é denominada efetiva, sendo o principal objetivo desta tese a determinação da diferença existente entre a resistência potencial e efetiva do

concreto, diferença esta absorvida pelo coeficiente de minoração da resistência do concreto (γ_c).

3.2 Métodos para avaliação da resistência do concreto em estruturas acabadas

A avaliação da resistência do concreto em estruturas acabadas já foi objeto de estudos de diversos pesquisadores, existindo um grande número de métodos de avaliação, sendo classificados em destrutivos e não-destrutivos, conforme os danos causados a estrutura. Os itens, a seguir, apresentam as características dos principais métodos de análise de estrutura acabada.

3.2.1 Métodos não-destrutivos

Os métodos não-destrutivos são caracterizados pela avaliação da resistência do concreto através de sua correlação com determinadas propriedades.

Estes métodos, segundo MALHOTRA⁶⁵, são divididos em dois grupos, a saber: diretos ou indiretos. Como métodos não-destrutivos diretos, são definidos aqueles onde exista alguma medida da resistência à compressão ou tração do concreto. Já os métodos indiretos são aqueles nos quais a estimativa da resistência do concreto é obtida através da avaliação de propriedades possíveis de serem correlacionadas com a resistência.

A Tabela 3.1, a seguir, apresentada por REPETTE⁷⁹, mostra alguns métodos não-destrutivos, e a propriedade a ser correlacionada com a resistência.

TABELA 3.1 - MÉTODOS NÃO-DESTRUTIVOS E PROPRIEDADE AVALIADA

Propriedade	Método de Ensaio
Dureza superficial	Esclerometria
Resistência à penetração	Windsor Test Pin Penetration
Velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas	Ultra-som

A seguir serão apresentados, de forma resumida, alguns métodos indiretos de avaliação da resistência.

3.2.1.1 Avaliação da resistência do concreto pela dureza superficial

Dureza pode ser definida como a resistência à penetração de um material em outro. Segundo SOUZA⁸¹, sua avaliação pode ser feita de 3 maneiras conforme as variáveis a serem medidas, ou sejam, a resistência do material à penetração, risco ou choque.

O ensaio conhecido como esclerometria (gr. skléros, duro) é baseado na avaliação da dureza superficial de um material e sua possível correlação com a resistência.

Em relação ao concreto, a esclerometria teve maior divulgação a partir de 1950, quando o engenheiro suíço Ernest Schmidt, aplicando conceitos de dureza Shore (avaliada por choque de um penetrador na superfície do material, sendo medida a perda de energia cinética de um peso padronizado), desenvolveu o aparelho hoje conhecido como esclerômetro Schmidt.

O ensaio em concreto é baseado no choque de uma massa metálica, à qual é aplicada uma energia padronizada, na superfície do concreto. A avaliação da dureza é dada pelo índice esclerométrico, que é correspondente a energia devolvida pelo material.

A massa e energia de impacto foram padronizadas por Schmidt que também estabeleceu curvas de correlação entre a resistência à compressão medida em corpos-de-prova cúbicos e o índice esclerométrico, estando esta correlação apresentada em gráficos, no corpo do aparelho. Convém salientar que esses valores foram obtidos em condições específicas a uma determinada época e materiais, devendo ser evitada sua utilização em condições distintas.

Este método está normalizado no Brasil pela NBR 7584¹⁷, e embora em nosso meio seja relativamente comum a utilização deste ensaio para a avaliação da resistência, a norma citada, em seu anexo A, é enfática em não recomendar sua utilização com este objetivo, devendo o método ser utilizado para verificação da uniformidade da dureza superficial do concreto, ou ainda para comparação de

concretos com um determinado referencial como por exemplo, em uma indústria de pré-moldados.

Somente é permitida a avaliação da resistência nos casos onde existam correlações confiáveis e específicas entre o concreto produzido e o índice esclerométrico. Estas correlações devem ser calibradas através da medida da resistência em testemunhos, conforme citam GONÇALVES⁴⁸ e KRIVIAK & SCANLON⁶².

As restrições à verificação da resistência do concreto por esclerometria se devem às inúmeras variáveis que afetam os resultados, entre as quais, destacam-se:

- Influência dos materiais: tipo e teor de cimento; natureza dos agregados;
- Estado da superfície: tipo de acabamento; grau de umidade; grau de carbonatação;
- Tipo de cura;
- Dimensões e forma da peça ensaiada;

3.2.1.2 Avaliação da resistência do concreto pela resistência à penetração

Estes métodos correlacionam a resistência à compressão com a profundidade de penetração de pinos metálicos no concreto, os quais têm dimensão padronizadas e são impelidos com energia previamente determinada. O

equipamento utilizado é uma pistola tipo "finca de pinos", sendo o pino impulsionado por disparo de um cartucho.

REPETTE⁷⁹ cita os ensaios conhecidos com Windsor Teste e "New Pin Penetration" como os principais métodos de avaliação da resistência por resistência à penetração, sendo diferenciados pelo diâmetro, comprimento do pino, energia de propulsão e campo de aplicação. O primeiro método foi desenvolvido em 1964 nos Estados Unidos, enquanto o segundo teve origem no Canadá em 1986.

Comparando com a esclerometria, o mesmo autor afirma que o Windsor Teste sofre menores influências das condições da superfície do concreto, já que os pinos podem chegar até 75 mm de profundidade, enquanto a esclerometria tem campo de atuação limitado a 20 mm. Citando a norma americana ACI 228, HELENE & REPETTE⁵⁵ afirmam que o coeficiente de variação do ensaio é aproximadamente igual 5%, sendo este valor metade do obtido em ensaios com esclerômetro Schmidt.

Entre as variáveis passíveis de afetar os resultados podem ser citadas a natureza dos agregados, já que variações na dureza podem alterar significativamente os valores de penetração e a direção de penetração, devendo também ser cuidadosa a utilização destes métodos para a avaliação da resistência. MALHOTRA⁶⁵ cita que ambos métodos têm como principal função para a avaliação da homogeneidade do concreto.

O Windsor Teste é normalizado pela ASTM C 308⁵ ("Penetration Resistance of Hardened Concrete"), enquanto o "New Pin Penetration", segundo REPETTE⁷⁹, está em estudos para normalização no Sub-comite 09.02.05 da ASTM.

No Brasil não há norma para métodos de avaliação da resistência pela penetração de pinos, devendo ser destacado o trabalho apresentado por VIEIRA⁸⁵, em 1978, nas XIX Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural. Este método, denominado pelo autor como "Método brasileiro de penetração de pinos" utiliza pinos de aço de 55 mm de comprimento e 6,3 mm de diâmetro.

3.2.1.3 Avaliação da resistência do concreto pela velocidade de propagação de onda ultra-sônica

Este método consiste na determinação da velocidade da propagação de ondas ultrasônicas no interior do concreto.

WOLLE et al.⁸⁶, citam que os primeiros estudos sobre a aplicação de ultra-som em concreto foram desenvolvidos por Powers, em 1938, nos Estados Unidos. Nesta ocasião, conforme relata ALBA¹, verificou-se que a velocidade do pulso era função das características elásticas do material e praticamente independente da geometria das peças ensaiadas. Em 1946 a Comissão de Energia Hidroelétrica de Ontário desenvolveu um aparelho denominado "soniscope" que determinava a velocidade da propagação de pulsos ultra-sônicos no concreto, como objetivo da investigação do

concreto em barragens com espessura de paredes de até 12,00 m.

Este método teve maior divulgação a partir do desenvolvimento de aparelhos portáteis, sendo mais difundido o conhecido como "PUNDIT" (Portable Ultrasonic Nondestructive Digital Indicating Tester), desenvolvido no início da década de 70.

O ensaio consiste na medição do tempo entre a emissão e recepção de ondas de ultra-som, geradas pelo equipamento, através do elemento estrutural com seção geométrica determinada. A velocidade de propagação é obtida pela divisão entre a distância dos elementos emissor/receptor, em geral igual a espessura da peça, e o tempo medido.

O tempo de propagação é influenciado por diversos aspectos, entre eles podem ser destacados os seguintes:

- Materiais: natureza, dimensão máxima e teor dos agregados; tipo e teor de cimento;
- Características do concreto: massa específica, teor de umidade, presença de barras de aço;
- Temperatura ambiente;

Conforme cita HAMASSAKI⁴⁹, a correlação do ultra-som com a resistência é baseada na relação entre a velocidade de propagação e o módulo de deformação do material, o qual é função da compacidade e massa específica. Esta relação é

afetada pelos fatores citados anteriormente, sendo, em geral, não confiáveis as correlações estabelecidas.

No Brasil este método está normalizado pela NBR 8802¹⁹, que não o recomenda para avaliação da resistência, existindo em seu Anexo B, possibilidade de sua utilização para a verificação da homogeneidade do concreto.

3.2.2 Métodos destrutivos

Em relação aos métodos ditos destrutivos, podem ser citados a avaliação pela resistência ao arrancamento e extração de testemunhos. Os itens a seguir, apresentam as principais características destes métodos.

3.2.2.1 Avaliação da resistência do concreto pela resistência ao arrancamento

Existem vários métodos, nenhum normalizado no Brasil, que adotam a medida desta propriedade como correlação com a resistência.

Os ensaios consistem na medição da carga necessária para a extração de uma peça metálica inserida no concreto e posterior correlação com a resistência do concreto, sendo variáveis os equipamentos utilizados e forma de aplicação das cargas.

Segundo HAMASSAKI⁴⁹ o primeiro método a adotar tal correlação foi desenvolvido em 1934 na Rússia. O método de maior divulgação é hoje conhecido como "pull-out" e conforme o processo de inserção da peça metálica, é denominado "cast-in methods" e "drilled hole methods". No primeiro caso a peça é inserida por ocasião da moldagem das peças, enquanto no segundo, o elemento metálico é colocado posteriormente, já com o concreto endurecido.

O primeiro processo conhecido comercialmente por "LOK-TESTE" é utilizado em estruturas onde seja possível a inserção da peça metálica, antes da concretagem, em locais previamente determinados, não servindo, portanto para a verificação da resistência em estruturas já executadas. Este método é normalizado pela norma americana ASTM C 900⁶.

O segundo processo pode ser utilizado para avaliação da resistência de estruturas acabadas, existindo 3 ensaios principais, conforme cita REPETTE⁷⁹ e apresentados a seguir:

- CAPO-TEST ("Cut and Pullout test"): método desenvolvido em 1980 na Dinamarca. A peça metálica é inserida em furos feitos com brocas diamantadas, sendo medida a força, aplicada por um macaco hidráulico, necessária ao arrancamento. O pino metálico possui a mesma configuração que o processo normalizado pela ASTM C 900⁶.

- FRATURA INTERNA ESCOT ("Expandable Sleeve Concrete Test"): utiliza uma luva metálica e um parafuso de

extremidade tronco-cônica. O conjunto luva-parafuso é introduzido em um orifício no concreto e através de um torquímetro aplica-se carga ao parafuso, que expande a luva e provoca a fratura interna do concreto.

- FRATURA INTERNA BRE: desenvolvido na Inglaterra, pelo Building Research Establishment. Tem o mesmo princípio de ESCOT, consistindo na inserção de um pino metálico com luva de expansão, que se dilata com a aplicação da força através de um torquímetro.

3.2.2.2 Avaliação da resistência do concreto pela extração de testemunhos

Este método consiste na retirada dos componentes estruturais, através de corte por coroa diamantada, de corpos-de-prova, denominados testemunhos, sendo então submetidos a ensaios para determinação da resistência.

O valor obtido no ensaio à compressão dos testemunhos não deve ser considerado como a resistência real do concreto da estrutura, pois variáveis como dimensões, carregamento, fissuras devido ao corte, etc, fazem com que este valor seja impossível de ser determinado. Entretanto, pesquisadores como ALBA¹, GONÇALVES⁴⁸ e HELENE⁵¹ afirmam ser este o método que oferece maior confiabilidade e relação com a resistência do concreto na estrutura, já que fornece diretamente esta avaliação, não havendo necessidade de correlações como os métodos de ensaios não destrutivos. No

Brasil, o método de extração de testemunhos está normalizado pela NBR 7680¹⁸.

Apesar da maior eficiência da avaliação da resistência do concreto através de extrações de testemunhos, existem vários fatores que influenciam os resultados obtidos e devem ser considerados na avaliação da resistência. Entre esses fatores, destacam-se os seguintes:

3.2.2.2.1 Influência do diâmetro dos testemunhos

Em corpos-de-prova moldados, em geral, quanto maior o diâmetro, menores as resistências médias e dispersões. Segundo GONÇALVES⁴⁸, este fato ocorre devido à deformabilidade dos pratos da prensa, já que maiores seções implicam em maior deformação lateral dos corpos-de-prova, resultando, assim, em menores resistências. Conforme estudos de COUTINHO citados por GONÇALVES⁴⁸, o valor da resistência à compressão é decrescente a partir de diâmetro igual a 150 mm, estabilizando-se em torno de 900 mm. O mesmo autor afirma que mais rápida será a estabilização quanto menor for a resistência do concreto.

Em relação aos testemunhos, a variação da resistência em razão do diâmetro é contraditória, tendo diversos autores estudado o assunto e estabelecido diferentes conclusões, ora coincidentes com aquelas obtidas para corpos-de-prova moldados, ora conflitantes. Em casos de diminuição da resistência, este fato é atribuído ao efeito deletério

oriundo da operação de corte, já que a relação perímetro/área dos testemunhos aumenta com a diminuição do diâmetro.

Vários pesquisadores^{63, 71, 72, 74, 76} afirmam que a variação da resistência em função do diâmetro dos testemunhos é pequena, em geral, inferior a 5%, e pode ser desprezada, desde que o diâmetro do testemunho seja no mínimo igual a 3 vezes a dimensão máxima característica do maior agregado.

Entretanto, é quase unanimemente aceito que a diminuição do diâmetro do testemunho implica em aumento da variabilidade dos resultados. Estudo realizado por KEILLER⁶¹ afirma que testemunhos de diâmetros 100, 75 e 50 mm apresentam coeficientes de variação iguais a 4%, 8% e 10%, respectivamente. MUNDAY & DHIR⁷¹ apresentam para os mesmos diâmetros valores do coeficiente de variação iguais a 4,3%, 4,0% e 5,0%.

A norma brasileira NBR 7680¹⁸ estabelece como condição ideal a extração de testemunhos com 150 mm de diâmetro, sendo permitidos diâmetros menores, desde que a relação entre a dimensão máxima do agregado e diâmetro do testemunho seja no mínimo 3,0. Para diâmetros inferiores a 100 mm é recomendado que sejam extraídos no mínimos 10 testemunhos.

As normas ASTM C-42⁴, BS 1881³¹ e UNE 83302, esta última citada por ALBA¹, estabelecem as mesmas recomendações. O mesmo autor relata que as normas suíça e alemã permitem

diâmetros iguais a 50 mm, enquanto a australiana estabelece como diâmetro mínimo 75 mm.

A escolha do diâmetro dos testemunhos deve ser baseada na disponibilidade de equipamento, já que maiores diâmetros implicam em maiores potências de motor, e principalmente nas dimensões e armadura dos componentes estruturais, evitando que a operação de corte contribua para a fragilização da estrutura através da diminuição da seção resistente de concreto e aço.

3.2.2.2.2 Influência da direção de extração

Em relação a este aspecto, estudos realizados por vários pesquisadores indicam, em sua maior parte, que testemunhos extraídos no sentido vertical, ou seja paralelos ao lançamento e adensamento do concreto (lajes) tendem a apresentar resistências superiores aos extraídos no sentido horizontal, isto é, perpendicularmente a direção de lançamento (pilares, vigas, cortinas, etc).

Em relação a normalização, somente BS 1881³¹ recomenda, a partir de estudos da CONCRETE SOCIETY⁴² a adoção de um coeficiente redutor da resistência do concreto igual a 0,92, para casos de testemunhos extraídos perpendicularmente à direção de concretagem. A norma americana ASTM C 42⁴ somente recomenda que deve ser mencionada a direção de extração dos testemunhos, sem entretanto sugerir a adoção de coeficientes de correção. Em

relação ao mesmo tema, a NBR 7680¹⁸ também não estabelece nenhum coeficiente de correção, apenas citando no item 4.1 que a extração deve, sempre que possível, ser feita na direção ortogonal à de lançamento.

Os resultados obtidos por diversos pesquisadores estão apresentados na Tabela 3.2, a seguir.

TABELA 3.2 - RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA DO CONCRETO EM TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS EM DIREÇÃO PARALELA E PERPENDICULAR À CONCRETAGEM.

Pesquisador	Relação f_c horizontal/ f_c vertical
Petersons ⁷⁶	1,12
Graham, apud Neville ⁷⁴	1,08
Ortiz & Diaz ⁷⁵	1,01 a 1,06
Liniers ⁶³	1,05
Meininger ⁶⁷	1,07
Concrete Society ⁴²	1,08
Kasai & Matui ⁶⁰	1,04
Munday & Dhir ⁷¹	1,05 a 1,11
Bloem ²⁷	1,00

É importante destacar que a direção de extração é, na maior parte dos casos, função do tipo de elemento estrutural. Pilares e cortinas terão sempre extrações no sentido horizontal, enquanto nas lajes o sentido será vertical. Os únicos elementos que permitem escolha são as vigas, já que

existe a possibilidade de extração em suas laterais ou em seu topo, através da laje superior.

3.2.2.2.3 Influência da posição de extração

Pesquisadores como NEVILLE⁷⁴, ORTIZ & DIAZ⁷⁵ e PETERSONS⁷⁶ mostram que testemunhos extraídos de peças onde a altura predomina sobre as demais dimensões, tendem a apresentar variações de resistência segundo a posição de extração dos elementos, ou seja, testemunhos extraídos de camadas superiores apresentam resultados menores que aqueles extraídos nas camadas inferiores.

Esta variação da resistência do concreto segundo a altura é causada pela exsudação, já que este fenômeno acarreta, pela migração de água das camadas inferiores para as superiores, em uma relação água/cimento mais elevada junto ao topo das peças.

Outro fator responsável pela variação da resistência está relacionado a maior compactação das camadas inferiores em função do peso próprio do concreto, sendo a porosidade das camadas inferiores menor, em peças convenientemente adensadas. Dados obtidos por KAPLAN e citados pela CONCRETE SOCIETY⁴² indicam que a existência de 1% de poros implica na diminuição da resistência em torno de 6 %.

Além destes, outros fatores são citados por MUNDAY & DHIR⁷¹, tais como composição e trabalhabilidade do concreto, forma do agregado e condições climáticas.

Os mesmos autores afirmam que a variação da resistência do concreto segundo a altura da peça ocorre de forma linear e que esta diferença aumenta com o acréscimo da altura da peça. A Tabela 3.3, a seguir, indica os resultados obtidos pelos autores em relação a variação da resistência com a altura da peça. Os valores apresentados referem-se aos valores máximos de redução.

TABELA 3.3 - EFEITO DA ALTURA DA PEÇA NA REDUÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO ENTRE A CAMADA SUPERIOR E INFERIOR⁷¹.

Altura (mm)	Redução da resistência (%)
200	8
400	12
600	16
800	19
1600	21
> 1600	23

Estudo realizado por BELLANDER²³ considerando diferentes componentes estruturais indicou que testemunhos extraídos das camadas superiores de lajes resultaram em valores entre 10 e 17% mais baixos que testemunhos da metade inferior das lajes. Segundo o autor observou-se que a diferença era

inversamente proporcional ao nível de resistência do concreto. Em relação a pilares, o mesmo autor estabeleceu que a diferença entre as camadas superiores e inferiores tinha como valor médio 20%, havendo entretanto, aumento do valor com o nível de resistência, fato contrário ao observado em lajes. A mesma conclusão foi relatada por PETERSONS⁷⁶.

Em pilares, estima-se que na região correspondente ao terço médio obtém-se valores representativos da resistência do concreto, correspondendo a 90 % e 110 % deste valor, os resultados obtidos, respectivamente, nos terços superior e inferior.

Segundo orientações da CONCRETE SOCIETY⁴² a resistência varia entre 0 e 30%, sendo crítica a camada situada até 5,0 cm do topo, devendo sempre que possível, ser evitada a retirada de testemunhos em alturas inferiores 30 cm do topo, ou aquela correspondente a até 20% da altura total.

A norma brasileira NBR 7680¹⁸, no item 3.5, estabelece que: *"em colunas, pilares e paredes cortina, passíveis de sofrerem fortemente o fenômeno da exsudação, os testemunhos devem ser extraídos de seções 50 cm abaixo do topo de concretagem do componente estrutural. Sempre que isto não for possível os resultados podem ser aumentados em até 10%, desde que declarado na apresentação dos resultados."*

3.2.2.2.4 Influência da esbeltez dos testemunhos

Entende-se como esbeltez (h/d), a relação entre a altura e a maior dimensão da seção transversal dos testemunhos ou corpos-de-prova moldados. Sua influência é notada no aumento da resistência com a diminuição da relação h/d , sendo este fato causado devido aos efeitos de atrito existentes entre os pratos da prensa e os topos dos corpos-de-prova.

O valor ideal da esbeltez, varia em função da forma dos corpos-de-prova utilizados como referência pela normalização de cada país, sendo 1,0 e 2,0 os valores ótimos, respectivamente, para os casos de corpos-de-prova cúbicos e cilíndricos.

A obtenção da mesma esbeltez em testemunhos torna-se mais difícil, já que fatores tais como, dimensões dos componentes estruturais, presença de armadura, danos causados na operação de corte, etc, podem influenciar as dimensões finais.

A fim de possibilitar a comparação entre corpos-de-prova moldados e extraídos, torna-se necessário a adoção de um coeficiente que corrija a resistência em função da relação h/d . O valor deste coeficiente foi objeto de estudos experimentais de diversos pesquisadores. A Tabela 3.4, apresenta os principais resultados obtidos, bem como os valores adotados em algumas normas, tendo sido citados anteriormente por HELENE⁵¹.

A análise da Tabela 3.4 mostra que a variação do coeficiente de correção é não linear, diminuindo de intensidade conforme se aproxima do valor igual a 2,0.

Destaque-se também que a norma brasileira 7680 é a única que apresenta coeficientes de correção para relação h/d menor que 1,0, sendo adotados segundo a referida norma para casos especiais de testemunhos retirados de pavimentação.

TABELA 3.4 - CORREÇÃO DEVIDO A RELAÇÃO H/D

Pesquisador ou Norma	Relação h/d						
	2,00	1,75	1,50	1,25	1,00	0,75	0,50
Petrucci	1,00	0,98	0,96	0,94	0,85	0,70	0,70
Neville	1,00	0,97	0,93	0,90	0,85	--	--
Tobio	1,00	1,00	0,97	0,91	0,87	--	--
Petersons	1,00	0,97	0,95	0,89	0,83	0,77	0,71
Bungey	1,00	--	--	--	0,77	--	--
Sangha&Dhir	1,00	--	0,95	--	0,83	--	--
BS 1881	1,00	0,97	0,92	0,87	0,80	--	--
ASTM C-42	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	--	--
UNE 83302	1,00	0,98	0,96	0,94	0,90	--	--
JIS A1107	1,00	0,98	0,96	0,94	0,89	--	--
NBR 7680	1,00	0,97	0,93	0,89	0,83	0,70	0,50

Em relação aos fatores que afetam o coeficiente de correção devido a esbeltez, ALBA¹ cita estudo realizado por SANGHA & DHIR, que indica uma variação inversamente proporcional ao

nível de resistência do concreto. A mesma conclusão foi indicada por SWAMY & AL-HAMED⁸², sendo no mesmo estudo, ainda analisada a influência de outros fatores, tais como, idade de ruptura, tipo, tamanho e massa específica dos agregados graúdo. Segundo estes autores, para o primeiro fator, testemunhos extraídos e rompidos em idades de 360 dias apresentam coeficientes de correção menores que testemunhos rompidos em idade aproximada a 30 dias. Já para o segundo fator, o estudo conclui que concretos produzidos com agregados leves necessitam de menores coeficientes que concretos normais.

Em relação a norma brasileira, os fatores apresentados na Tabela 3.4, são válidos para concretos com massa específica variável entre 1600 a 3200 kg/m³. Em casos de esbeltez intermediária aos intervalos apresentados, os valores podem ser obtidos por interpolação linear.

3.2.2.2.5 Influência da existência de armaduras nos testemunhos

A presença de barras de aço em testemunhos se dá devido ao corte da armadura dos elementos estruturais. Sempre que possível, este fato deve ser evitado, já que além de variações nos resultados dos ensaios, o corte de armaduras, pode implicar em comprometimento estrutural.

A fim de evitar o corte de barras de aço, deve ser realizada pesquisa prévia na região da qual serão extraídos

testemunhos, a fim de identificar a posição, bitola e espaçamento das barras de aço. Esta pesquisa pode ser feita com o uso de equipamento eletromagnético conhecido como pacômetro ou por escarificação manual da superfície do componente estrutural.

A influência da presença de barras de aço foi objeto de estudo de diversos pesquisadores^{60,63,66,76}, sendo praticamente consenso que o aspecto mais importante está relacionado à posição da armadura no interior do testemunho, conforme seja ela longitudinal ou transversal.

PETERSONS⁷⁶ afirma que armaduras transversais ocasionam uma diminuição na resistência ao redor de 4%, não considerando este valor significativo, não devendo portanto, ser considerado no cálculo da resistência do concreto.

A mesma conclusão foi estabelecida por NEVILLE⁷⁴ e LINIERS⁶³, sendo indicada por ambos pesquisadores um aumento na variabilidade dos resultados.

Estudo realizado por LEWANDOWSKI e citado por PETERSONS⁷⁶ avaliou a influência da armadura em testemunhos, variando a taxa de armadura de 0 a 3,4%, obtendo uma redução máxima na resistência igual a 3%, ou seja, a mesma ordem de grandeza dos demais pesquisadores.

Em relação à normalização, verifica-se que a norma americana ASTM C-42⁴ recomenda que devem ser evitados ensaios de testemunhos que apresentem barras de aço, devendo haver a retirada, por corte durante a preparação,

das barras. Já a norma inglesa BS 1881³¹ adota coeficientes de correção em função do número de barras existentes no testemunho. Os coeficientes de correção são obtidos pelas seguintes expressões:

- caso de uma barra:

$$f_{c,corr} = f_c \left[1 + 1,5 \left(\frac{\phi_r \cdot h}{\phi_c \cdot l} \right) \right]$$

- caso de várias barras:

$$f_{c,corr} = f_c \left[1 + 1,5 \sum \left(\frac{\phi_r \cdot h}{\phi_c \cdot l} \right) \right]$$

onde:

ϕ_r = diâmetro da barra de aço

ϕ_c = diâmetro do testemunho

h = menor distância do eixo da barra à face paralela do testemunho

l = comprimento do testemunho

f_c = resistência do testemunho

$f_{c,corr}$ = resistência corrigida

A partir destas expressões, a norma inglesa BS 1881³¹, baseada em estudo da CONCRETE SOCIETY⁴², recomenda a avaliação dos resultados de ruptura dos testemunhos, a partir dos seguintes parâmetros:

- casos em que a correção seja inferior a 5%: as fórmulas podem ser adotadas e é presumível que o resultado corrigido seja representativo;
- casos em que a correção situe-se no intervalo de 5 a 10%: os resultados devem ser aceitos a partir de acordo entre as partes envolvidas na necessidade de avaliação da resistência do concreto por testemunhos;
- casos em que a correção seja superior a 10%: os resultados devem ser considerados como suspeitos, devendo ser prevista a necessidade de extração de testemunhos adicionais.

Em relação a este aspecto a norma brasileira NBR 7480¹⁸ não recomenda a adoção de nenhum coeficiente de correção, fazendo, entretanto, a seguinte ressalva no item 4.8: "*os testemunhos devem ser íntegros e não conter materiais estranhos ao concreto, tais como pedaços de madeira, barras de aço, etc. Podem ser aceitos aqueles que contiverem barras de aço em direção ortogonal ao seu eixo e cuja área não ultrapasse 4% da área da seção transversal do testemunho*". Este limite permite a existência de barras totalizando uma área de aço de 314 mm² em testemunhos de 100 mm, ou 177 mm² para diâmetro igual a 75 mm. Estes limites traduzidos em termos de bitolas comerciais correspondem a uma barra de diâmetro aproximado a 20 mm e 10 mm, respectivamente.

3.2.2.2.6 Influência do teor de umidade dos testemunhos

A presença de umidade influencia de maneira negativa a resistência dos testemunhos, existindo diversas pesquisas realizadas onde testemunhos rompidos saturados tendem a apresentar resultados inferiores aqueles ensaiados secos.

NEVILLE⁷⁴, ao analisar a influência do teor de umidade afirma que sua ação é variável com o tamanho do corpo-de-prova, velocidade de modificação de condição saturado/seco e vice-versa, bem como ordem do processo, ou seja secagem de um corpo-de-prova saturado ou saturação de um corpo-de-prova úmido.

A influência do teor de umidade varia conforme o pesquisador, estando indicados na Tabela 3.5, os resultados obtidos em diversos estudos, podendo ser observado que a diminuição da resistência varia entre 10 e 20%.

Contraditoriamente a esses resultados, ALBA¹ cita estudo realizado por MEYNINK & SAMARIN, onde testemunhos secos apresentaram resultados à compressão cerca de 12% inferiores aos rompidos secos.

saturados

TABELA 3.5 - RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE TESTEMUNHOS SECOS E SATURADOS

Pesquisador	Relação $f_{cseco}/f_{csaturado}$
Butcher, apud Neville ⁷⁴	1,05 a 1,10
Petersons ⁷⁶	1,20
Ortiz & Diaz ⁷⁵	1,20
Liniers ⁶³	1,20
Bloem ²⁷	1,10 a 1,25
Calavera ³²	1,10 a 1,15
Kasay & Matui ⁶⁰	1,08

Segundo a CONCRETE SOCIETY⁴² o teor de umidade dos testemunhos não é uma característica do concreto e sim uma variável de ensaio, como por exemplo a velocidade de aplicação de carga. A realização de ensaios com testemunhos saturados permite uma maior homogeneização e reprodutibilidade dos ensaios, sendo inclusive a mesma situação de ruptura dos corpos-de-prova padrão. Em casos em que seja necessário o conhecimento da resistência efetiva do concreto é recomendável, segundo a Concrete Society, o ensaio em condições similares às existentes na estrutura.

A análise de algumas normas estrangeiras, mostra que não existe um consenso entre os diversos códigos, estando alguns procedimentos recomendados apresentados a seguir:

- Espanha¹: os testemunhos extraídos de parte da estrutura que fique saturada ou submetida a umidade constante, devem ser ensaiados saturados, por imersão em água a $20 \pm 2^\circ \text{C}$,

por um período de 48 horas antes do ensaio. Nos demais casos, os testemunhos devem ficar expostos em ambiente de laboratório por 24 horas.

- Dinamarca¹: saturados por imersão em água por 48 horas antes do ensaio.
- Inglaterra³¹: testemunhos saturados em imersão em água por um período mínimo de 48 horas antes do ensaio.
- Estados Unidos⁴: testemunhos saturados em água pelo tempo mínimo de 40 horas antes da ruptura, ou secos ao ar em casos de estrutura não constantemente exposta a umidade.
- Brasil¹⁸: a norma brasileira identifica duas situações, ou seja, caso de estrutura em contato permanente com água ou não. Para o primeiro caso recomenda a ruptura dos testemunhos saturados, após imersão por período mínimo de 48 horas em água saturada de cal na temperatura de $23 \pm 3^\circ \text{C}$. Já para a situação de estrutura não exposta a umidade é recomendada a permanência dos testemunhos em ambiente com umidade relativa superior a 50% e temperatura na faixa de $23 \pm 3^\circ \text{C}$, pelo mesmo período mínimo de tempo.

3.2.2.2.7 Influência da idade dos testemunhos

O processo de ganho de resistência do concreto é consequência da hidratação dos compostos anidros do cimento. Este processo é contínuo, sendo bastante acentuado até os 28 dias de idade e de menor intensidade em maiores

idades. O ganho de resistência depende de diversos fatores, tais como tipo de cimento, existência de processos eficientes de cura, condições ambientais, etc.

Nos casos de necessidade de comprovação de resultados desfavoráveis de corpos-de-prova moldados, muitas vezes a extração de testemunhos é feita em idades superiores à idade de controle, resultando, em geral, em valores de resistência majorados.

A abordagem deste tema é contraditória, existindo pesquisadores como HERRERA⁵⁷, que na discussão de artigo de MALHOTRA⁶⁶ afirma que a aceitação de concretos que atinjam a resistência de projeto, segundo critérios do ACI 318, em idades superiores a 28 dias, implica em ter estruturas com nível de segurança mais baixos ou com uma reserva reduzida em casos, eventuais, de estados de tensão superiores aos originalmente estimados.

Segundo HELENE^{51,54}, o ganho de resistência após os 28 dias não deve ser desprezado, sendo inclusive maior que as perdas devido às cargas de longa duração, consideradas no dimensionamento através do coeficiente $0,85 f_{cd}$.

O ganho de resistência do cimento com o tempo é real e mensurável, variando principalmente em função do tipo de cimento, condições de cura, fator água/cimento, condições ambientais.

A norma brasileira¹⁸ estabelece coeficientes médios de crescimento de resistência em função do tipo de cimento,

para os casos em que seja necessário a estimativa da resistência característica do concreto em idades diferentes da extração. Estes valores estão apresentados na Tabela 3.6, a seguir, sendo permitida a interpolação linear nos casos de idades intermediárias.

TABELA 3.6 - COEFICIENTES MÉDIOS DE CRESCIMENTO DA RESISTÊNCIA COM A IDADE

Cimento	Idade dias)					
	<7	< 14	28	90	360	720
Portland Comum	0,68	0,88	1,00	1,11	1,18	1,20
ARI	0,80	0,91	1,00	1,10	1,15	1,15
AF, POZ, MRS, ARS	--	0,71	1,00	1,40	1,59	1,67

obs: a Tabela apresenta valores médios, sendo representativos de cimentos usuais na época de aprovação da norma (1983). No período transcorrido desde então, ocorreram várias modificações na normalização de cimento, havendo alterações nos teores de adições e nomenclatura. A denominação atual apresenta a seguinte correspondência com os cimentos citados na NBR 7680: CP I, CP III, CP IV e CP V, correspondem aos cimentos Portland Simples, Alto-forno, Pozolânico e Alta Resistência Inicial. O cimento CP II (Portland Composto) não era disponível na época. Os valores são válidos para condições ideais de cura e cimentos de classe 32, com exceção do cimento CP V. Valores atualizados para o ganho de resistência com o tempo e em função da

relação água/cimento foram apresentadas por HELENE⁵³, estando os resultados apresentados na Tabela 3.7.

TABELA 3.7 - GANHO DE RESISTÊNCIA COM O TEMPO EM FUNÇÃO DA RELAÇÃO A/C.⁵³

Cimento	Relação a/c (kg/kg)	f _{c28} MPa	Coeficiente médio f _{ci} /f _{c28}			
			3d	7d	28d	91d
CP I CP I-S	0,38	43	0,54	0,74	1,00	1,14
	0,48	35	0,49	0,71	1,00	1,16
	0,58	28	0,42	0,66	1,00	1,20
	0,68	23	0,36	0,61	1,00	1,25
	0,78	18	0,34	0,50	1,00	1,26
CP II-E CP II-Z CP II-F	0,38	40	0,51	0,72	1,00	1,16
	0,48	33	0,47	0,69	1,00	1,18
	0,58	27	0,40	0,69	1,00	1,22
	0,68	22	0,35	0,60	1,00	1,26
	0,78	18	0,32	0,57	1,00	1,28
CP III	0,38	51	0,38	0,62	1,00	1,23
	0,48	40	0,36	0,61	1,00	1,25
	0,58	32	0,28	0,54	1,00	1,31
	0,68	26	0,26	0,52	1,00	1,34
	0,78	20	0,22	0,48	1,00	1,38
CP IV	0,38	40	0,50	0,71	1,00	1,16
	0,48	31	0,48	0,70	1,00	1,17
	0,58	25	0,40	0,64	1,00	1,21
	0,68	20	0,35	0,60	1,00	1,26
	0,78	15	0,29	0,55	1,00	1,30
CP V	0,38	55	0,69	0,86	1,00	1,04
	0,48	42	0,62	0,82	1,00	1,06
	0,58	36	0,53	0,77	1,00	1,08
	0,68	29	0,46	0,71	1,00	1,11
	0,78	23	0,43	0,60	1,00	1,13

3.3 Comentários gerais

Conforme visto neste capítulo, o método que oferece maior confiabilidade para a avaliação da resistência efetiva do concreto em estruturas acabadas é o processo de extração de testemunhos, já que permite a medição direta da resistência, não sendo necessárias correlações com outras propriedades. Baseado nestas considerações, adotou-se este método para a execução do programa experimental desta tese, conforme apresentado no Capítulo 4.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL E RESULTADOS

4.1 Metodologia

Conforme já citado, o principal objetivo desta tese é a determinação da diferença existente entre as resistências potencial e efetiva do concreto em situações reais de obra.

A seleção de um determinado método de verificação da resistência em estruturas acabadas deve ser feita a partir de uma análise de custo/benefício pois, processos que oferecem maior confiabilidade nos resultados implicam, em geral, também em maior custo de ensaios e alterações à estrutura.

A medição da resistência potencial foi feita pela forma normalizada no Brasil, ou seja, moldagem e ruptura de corpos-de-prova cilíndricos de diâmetro 15 cm e altura igual a 30 cm, representativos de lotes de concretagens de diversas obras.

Para a avaliação da resistência efetiva foi adotado o processo de extrações de testemunhos nos componentes estruturais daquelas obras em que foram moldados os corpos-de-prova padrão. A escolha deste método foi baseada na análise dos demais processos de avaliação da resistência do concreto em estruturas acabadas, conforme apresentados no capítulo anterior aliada à opinião, praticamente

unânime, de vários pesquisadores que indicam ser este o método que apresenta resultados mais confiáveis.

Os ensaios foram desenvolvidos em obras correntes de edificações, em fase de execução de estruturas, caracterizando, assim condições reais de execução. O número de obras ensaiadas foi selecionado de maneira que os resultados obtidos fossem estatisticamente válidos, de modo a ser possível estabelecer correlações entre os corpos-de-prova moldados e testemunhos. As obras ensaiadas foram selecionadas de forma a representar as situações comuns de execução, não sendo adotado nenhum mecanismo de controle de qualidade do processo construtivo além dos procedimentos normais à empresa executora. Desta forma, sem interferências no processo usual, foi possível estabelecer um valor mais próximo à real diferença entre as resistências potencial e efetiva.

4.2 Definição da amostra

Não houve seleção prévia de valores do f_{ck} de projeto, sendo válidos os valores adotados pelos projetistas. Foram ensaiadas obras com 02 classes de f_{ck} , ou seja: 21 e 24 MPa aos 63 dias. A idade de referência de projeto igual a 63 dias é um critério estabelecido pelos projetistas da empresa executora das obras, baseado no crescimento da resistência do concreto após 28 dias e o carregamento reduzido da estrutura nesta mesma idade^{44,54}.

Apesar da idade de referência da resistência de projeto ser 63 dias, os ensaios de resistência à compressão foram realizados aos 28 dias, devido a facilidade de execução, já que prazos maiores implicavam na interferência das demais atividades da obra, tais como execução de alvenaria, instalações, etc, dificultando as operações de extração dos testemunhos.

Os ensaios foram realizados em Brasília e Porto Alegre, cidades onde existem filiais da firma executora das obras. Estas duas cidades possuíam diferenciações no sistema de produção, sendo o concreto produzido em usina na primeira cidade e no canteiro na segunda. Outro aspecto diferenciador destas cidades são as condições climáticas, possuindo a primeira baixos teores de umidade relativa do ar, enquanto a segunda se caracteriza por apresentar 02 estações distintas e teores elevados de umidade relativa.

Considerou-se suficiente a realização de ensaios em 06 obras em cada cidade, já que os procedimentos de execução de concreto mantinham-se constantes em cada uma, ou seja, a execução das formas e montagem das armaduras e execução das concretagens era realizada sempre por uma mesma equipe de profissionais, comum a todas as obras, além do traço de concreto ser o mesmo em todas obras e definido previamente, a partir de dosagem experimental. Procurou-se ensaiar 03 lotes em cada obra, totalizando 18 lotes por cidade. Em Brasília cada lote foi constituído pelo volume de concreto utilizado nos pilares de um pavimento, enquanto em Porto

Alegre adotou-se o volume de concreto correspondente às lajes e vigas de um pavimento.

Em Brasília foram ensaiadas 06 obras, totalizando 17 lotes, enquanto em Porto Alegre os ensaios foram realizados em 06 obras, resultando em 15 lotes. Em cada lote procurou-se extrair no mínimo 06 testemunhos, sendo também determinada uma amostra representativa de corpos-de-prova moldados para o lote. Estes valores sofreram pequenas modificações conforme as peculiaridades das obras.

4.3 Caracterização das obras ensaiadas - Brasília

As obras ensaiadas em Brasília possuem as seguintes características:

TABELA 4.1 - CARACTERÍSTICAS DAS OBRAS EM BRASÍLIA

Nº Obra	Área (m ²)		Volume de concreto (m ³)		Nº Lajes
	Total	Tipo	Pilares	Lajes	
1	3500	430	8,0	43,0	08
2	3500	430	8,0	43,0	08
3	4300	540	12,0	55,0	08
4	1700	420	6,5	58,0	04
5	3500	430	8,0	43,0	08
6	3500	430	8,0	43,0	08

observações:

- Com exceção da obra 4, as demais eram constituídas por 02 torres. Cada torre pode ser considerada como uma obra independente, já que, apesar de constituírem um mesmo edifício, são executadas em épocas distintas, sendo iniciada uma torre somente após o término da anterior. A área total se refere ao somatório das áreas dos pavimentos-tipo, cobertura e pilotis de cada torre ensaiada. O mesmo é válido para o número de lajes. Todos os prédios são empreendimentos residenciais.

- Ritmo de execução da obra: em média 02 lajes por mês.

- Administração da obra: a cargo de engenheiro-residente, em geral, atendendo mais de uma obra. Definição do traço de concreto pelo laboratório da firma executora do empreendimento. O controle de concretagem e moldagem de corpos-de-prova foram realizados por funcionários do laboratório.

4.3.1 Características do concreto

Todas as obras possuíam as mesmas características de produção, traço e resistência do concreto, ou sejam:

- f_{ck} : 21 MPa aos 63 dias;
- Concreto produzido em usina;

- Número de caminhões por concretagem de pilares: 02 caminhões em todas obras, com exceção da obra 04, onde, devido ao menor volume, foi utilizado 01 caminhão.
- Traço em massa: 1,00 : 1,42 : 0,94 : 2,74 : a/c 0,62; aditivo: 0,15%; respectivamente cimento, areia, britas calcárias 1 e 2 e aditivo plastificante-retardador de pega;
- Consumo médio de cimento: 345 kg/m³, cimento CPE 32 (correspondente ao atual CPII E 32);
- Forma de lançamento: convencional, ou seja, descarga em giricas, transporte vertical por elevador, lançamento manual e adensamento com vibradores de imersão;
- Processo de cura: não foi utilizado nenhum processo, sendo apenas mantidas as formas dos pilares por um período mínimo de 07 dias, em função do ritmo de execução da obra.

4.3.2 Características dos ensaios

- diâmetro dos testemunhos: foram extraídos testemunhos de diâmetro igual a 75 mm, devido a pequena espessura dos pilares a serem ensaiadas (120 mm). Este diâmetro atende o requisito correspondente ao diâmetro mínimo do testemunho quando relacionado à dimensão máxima característica do agregado.

- direção de extração em relação ao sentido de concretagem: direção ortogonal ao lançamento do concreto, com extrações realizadas em pilares.
- Posição das extrações: sempre no terço médio dos pilares, ou seja, altura aproximada 1,0 m.
- esbeltez dos testemunhos: variável entre 1,57 e 1,73, sendo adotada a correção proposta na tabela 1 da NBR 7680¹⁸.
- existência de armadura: não ocorreram casos de corte de armaduras.
- teor de umidade: os testemunhos permaneceram ao ar, em ambiente de laboratório, desde a extração até a data de realização de ensaio.
- idade dos testemunhos: os testemunhos foram, em sua maioria, rompidos aos 28 dias. Nos casos em que não foi possível respeitar esta idade, foi adotada a correção da tabela 2 da NBR 7680¹⁸, correspondente aos cimentos de alto forno ou pozolânico.
- período de ensaios: os ensaios foram realizados no período de dezembro/91 a maio/92.
- condições climáticas: a Tabela 4.2, a seguir, apresenta os valores para alguns dados climáticos, correspondentes ao período de realização dos ensaios, estando apresentados os valores observados para as seguintes variáveis: Temperatura máxima absoluta (Mx.Abs.), Temperatura mínima absoluta

(Mn.Abs.), Média das temperaturas máximas (Md.Mx.), Média das temperaturas mínimas (Md.Mn.) e Umidade relativa mínima no mês (UR. Min) e Umidade relativa média (UR. Md). Os valores apresentados foram obtidos a partir de medições realizadas pela estação meteorológica da Universidade de Brasília (UnB).

TABELA 4.2 - CONDIÇÕES CLIMÁTICAS: BRASÍLIA

Variável/Mês	DEZ.	JAN.	FEV.	MAR.	ABR.	MAI.
Mx. Abs. (°C)	32,8	32,8	33,0	32,7	31,6	30,6
Mn. Abs. (°C)	14,8	14,5	15,5	15,1	13,0	9,2
Md. Mx (°C)	28,8	28,6	29,6	28,4	29,3	28,0
Md. Mn (°C)	18,2	18,4	18,0	18,5	16,6	13,0
Md. Dia (°C)	24,7	24,8	24,6	23,9	25,0	23,8
UR. Min (%)	24	39	48	46	46	42
UR Md (%)	65	73	75	73	70	63

- mão de obra para realização dos ensaios: os testemunhos foram extraídos pela equipe responsável pelo controle do concreto, sendo os corpos-de-prova e testemunhos ensaiados em prensa hidráulica marca CONTEMCO, com capacidade de 100 T, do Laboratório de Engenharia Civil do Serviço Nacional de Aprendizagem Industrial, SENAI/DF.

- quantidade de corpos-de-prova e testemunhos: foram ensaiados 96 testemunhos e 62 corpos-de-prova moldados, correspondentes a 06 obras e 17 lotes.

4.4 Caracterização das obras ensaiadas - Porto Alegre

Nas obras de Porto Alegre, destacam-se os seguintes aspectos:

TABELA 4.3 - CARACTERÍSTICAS DAS OBRAS EM PORTO ALEGRE

Nº Obra	Área (m ²)		Volume de concreto (m ³)		Nº Lajes
	Total	Tipo	Pilares	Lajes	
1	5200	500	7,0	35,0	08
2	1200	360	7,0	25,0	03
3	10400	600	14,0	89,0	12
4	5000	300	7,0	40,0	06
5	11300	450	13,0	52,0	12
6	6400	550	11,0	82,0	12

Observações:

- As obras 1 e 3 eram constituídas por 02 setores executados alternadamente, sendo a área total referente as 2 lajes. Os setores, neste caso, fazem parte do mesmo edifício, sendo executados alternadamente. As obras 4 e 5 correspondem respectivamente a 02 e 03 blocos independentes, sendo a área total o somatório das áreas parciais. As obras 2 e 6 são empreendimentos comerciais, enquanto as demais empreendimentos residenciais.

- Ritmo de execução da obra: variável com o empreendimento, em geral, uma laje a cada 20 dias;

- Administração das obras: engenheiro-residente, em geral atendendo pelo menos uma segunda obra em fase de acabamento, presença de técnico em edificações em todas as obras, sendo este o responsável pelo controle da execução das concretagens. A quantidade de água no concreto era estabelecida a partir da determinação da umidade da areia por método expedito (frigideira) ou através do estabelecimento de abatimento de tronco de cone máximo. O controle da quantidade de água variou conforme a obra, existindo dosador de água em pelo menos uma das betoneiras utilizadas na concretagem. Definição dos traços pela equipe do laboratório da firma executora das estruturas, o qual assume a responsabilidade pelo controle do concreto produzido.

4.4.1 Características do concreto

Nesta bateria de ensaios, o concreto apresenta variações segundo a obra, estando os principais aspectos relacionados a seguir:

- Concreto produzido em obra, em 02 betoneiras de 580 l;
- f_{ck} : 21 MPa aos 63 dias em todas as obras, com exceção da obra 02, onde o f_{ck} é 24,0 MPa aos 63 dias;
- Traços em massa:
 - T1: 1:6,0, com brita granítica, utilizado nas obras 3, 4, 5 e 6;

- T2: 1:6,5, com brita basáltica, utilizado na obra 2;
- T3: 1:6,75, com brita granítica, utilizado na obra 5.

- Consumo de cimento: aproximadamente 313, 306, 290 kg/m³, respectivamente aos traços T1, T2 e T3, cimento POZ 32, correspondente ao atual CP IV 32.

- Forma de lançamento: convencional, ou seja, transporte por giricas, transporte vertical por elevador, lançamento manual e adensamento com vibradores de imersão.

- Processo de cura: não realizada nenhum processo específico, apenas sendo mantidas as formas por período mínimo de 07 dias.

4.4.2 Características dos ensaios

- diâmetro dos testemunhos: foi adotado diâmetro de 100 mm.

- direção de extração em relação ao sentido da concretagem: direção paralela ao lançamento do concreto, com extrações realizadas em lajes, em virtude de dificuldades de extrações em pilares (reduzida seção do pilar e elevada densidade de armadura).

- posição das extrações: a localização das extrações foi determinada aleatoriamente, procurando abranger toda a área concretada do lote que foram moldados os corpos-de-prova padrão.

- esbeltez: variável, em sua maioria, entre 0,9 e 1,30, conforme a espessura das lajes, sendo adotada a correção proposta na Tabela 1 da NBR 7680¹⁸.
- existência de armaduras: nos casos onde foram cortadas barras de aço transversais, não foram superados os limites estabelecidos no item 4.8 da NBR 7680¹⁸ ou estabelecidos pela bibliografia, conforme citado anteriormente no item 3.2.2.2.5.
- teor de umidade: os testemunhos permaneceram ao ar, em ambiente de laboratório, desde a extração até a realização de ensaio.
- idade dos testemunhos: em sua maioria rompidos aos 28 dias, nos casos em que não foi possível respeitar esta idade, foi adotada a correção da tabela 2 da NBR 7680¹⁸, correspondente ao cimento pozolânico.
- período de ensaios: os ensaios foram realizados no período de julho/91 a junho/92.
- condições climáticas: a Tabela 4.4, a seguir, apresenta os dados climáticos relativos às condições de inverno e verão, ou seja, período de realização dos ensaios. Em Porto Alegre os dados climáticos foram obtidos a partir de estudo de SATLER⁸⁰, que determinou dias climáticos típicos para a região de Porto Alegre. Este estudo determina condições climáticas, baseando-se em levantamentos das variáveis

climáticas e estabelecendo níveis de probabilidade de ocorrência.

TABELA 4.4 - DIAS TÍPICOS EM PORTO ALEGRE - NÍVEL 5 %

Hora	Inverno		Verão	
	Temp. Ar (°C)	UR (%)	Temp. Ar (°C)	UR (%)
6	7,3	89	23,2	89
8	7,8	86	25,9	68
10	10,0	70	28,3	56
12	12,2	57	30,7	49
14	13,0	54	31,9	45
16	13,0	55	31,7	52
18	11,5	64	29,5	73
20	10,2	74	26,4	86

- mão de obra para realização dos ensaios: os testemunhos foram extraídos pela equipe do laboratório da firma executora, sendo os corpos-de-prova e testemunhos ensaiados em prensa hidráulica, marca EMIC e capacidade de 120 T, do Laboratório de Concreto do Departamento de Engenharia de Materiais da Fundação de Ciência e Tecnologia (CIENTEC).

- quantidade de corpos-de-prova e testemunhos: foram ensaiados 85 testemunhos e 214 corpos-de-prova, correspondentes a 06 obras e 15 lotes.

4.5 Apresentação dos resultados e considerações preliminares

Neste item estão apresentados os resultados dos ensaios de ruptura à compressão dos corpos-de-prova e testemunhos.

As Tabelas 4.5 a 4.16, a seguir, apresentam os resultados finais dos ensaios, após as correções, quando necessárias, relativas à idade e esbeltez dos corpos-de-prova e testemunhos.

Os valores obtidos estão listados por local de ensaio e agrupados segundo as obras e seus respectivos lotes.

A partir dos resultados dos ensaios de ruptura à compressão dos corpos-de-prova e testemunhos, foram calculados para cada obra e seus lotes os seguintes parâmetros básicos:

- média aritmética (MPa);
- desvio padrão (MPa);
- coeficiente de variação (%);
- resistência característica à compressão ($f_{ck,est}$) aos 28 dias calculada segundo a NBR 12655²¹, conforme os critérios a seguir:

a) amostragem parcial e número de exemplares entre 6 e 20

$$f_{ck,est} = 2 \left(\frac{f_1 + f_2 + \dots + f_{m-1}}{m-1} \right) - f_m$$

não se tomando para $f_{ck,est}$ valor menor que $\psi_6 f_1$

onde:

m = metade do número de exemplares, sendo desprezado o valor mais alto quando "n" for ímpar;

$$f_1 \leq f_2 \leq \dots \leq f_{m-1} \leq \dots \leq f_n$$

ψ_6 = coeficiente obtido a partir da Tabela 3 da NBR 12655²¹.

b) amostragem parcial e número de exemplares menor que 6.

$$f_{ck,est} = \psi_6 \cdot f_1$$

ψ_6 = coeficiente obtido a partir da Tabela 4 da NBR 12655²¹.

c) amostragem total

$$f_{ck,est} = f_1$$

4.5.1 Resultados de ensaios realizados em Brasília

A seguir estão apresentados os resultados obtidos em Brasília, classificados segundo as obras e respectivos lotes.

O fato do concreto desta regional ser fornecido por usina (02 caminhões-betoneira por lote de pilares) levou à formação de uma amostra de 02 exemplares por lote, sendo cada exemplar constituído por 02 corpos-de-prova, e adotado o maior valor como resistência representativa do caminhão.

O $f_{ck,est}$ do lote foi determinado pelo menor valor dos 2 valores selecionados. Esta sistemática é recomendada pelo item 5.8.2.2 da NBR 12655²¹ para os casos de amostragem total. Os valores apresentados nas Tabelas, a seguir, já indicam o valor representativo de cada exemplar.

TABELA 4.5 - RESULTADOS DE ENSAIOS À COMPRESSÃO - BRASÍLIA:
OBRA 1

	LOTE 1		Lote 2	
	Mold	Test	Mold	Test
Resultados (MPa)	28,0	22,5	29,4	23,3
	30,3	23,2	29,4	24,5
		23,3		27,8
		23,4		28,3
		23,7		29,5
		24,9		29,5
f_{ck} estimado	28,0	22,4	29,4	20,7
média	29,2	23,5	29,4	27,2
desvio padrão	1,63	0,79	--	2,63
coef. variação	5,57	3,36	--	9,67

Verifica-se uma boa homogeneidade entre os 02 caminhões em ambos os lotes. Em relação aos testemunhos observa-se que os desvios-padrão são bastante baixos. Para $f_{ck,est}$ do lote 2 de testemunhos foi adotado o limite $\psi_6 \cdot f_1$.

TABELA 4.6 - RESULTADOS DE ENSAIOS À COMPRESSÃO - BRASÍLIA:
OBRA 2

Resultados (MPa)	Lote 1		Lote 2		Lote 3	
	Mold	Test	Mold	Test	Mold	Test
	25,4	18,9	31,7	24,4	29,2	23,3
	27,4	23,5	36,8	24,5	30,7	24,0
		23,8		25,6		25,1
		24,4		25,7		25,4
		24,5		27,2		26,7
		26,4		29,0		27,9
f_{ck} estimado	25,4	18,6	31,7	23,3	29,2	22,2
média	26,4	23,6	34,3	26,1	30,0	25,4
desvio padrão	1,41	2,51	3,61	1,76	1,06	1,70
coef. variação	5,34	10,6	10,5	6,74	3,53	6,69

Nesta obra, verifica-se a ocorrência de aumento significativo, em relação aos demais, do desvio padrão dos corpos-de-prova moldados do lote 02.

Os resultados dos ensaios realizados na obra 3, estão apresentados na Tabela 4.7, que segue. Observa-se que os desvios-padrão se mantêm em valores baixos, quer seja para os corpos-de-prova moldados, quer seja para os testemunhos. Verifica-se um aumento no coeficiente de variação no 3º lote dos testemunhos, originado devido a diminuição da média.

TABELA 4.7 - RESULTADOS DE ENSAIOS À COMPRESSÃO - BRASÍLIA:
OBRA 3

Resultados (MPa)	Lote 1		Lote 2		Lote 3	
	Mold	Test	Mold	Test	Mold	Test
	26,8	21,0	28,2	21,1	24,3	15,9
	29,8	21,7	30,6	22,5	24,4	16,5
		24,0		22,5		16,8
		24,9		24,4		16,8
		25,8		26,5		21,6
		26,0		26,5		22,1
f_{ck} estimado	26,8	18,7	28,2	21,1	24,3	15,6
média	28,3	23,9	29,4	23,9	24,4	18,3
desvio padrão	2,12	2,11	1,70	2,26	0,07	2,79
coef. variação	7,49	8,83	5,78	9,46	0,29	15,3

A Tabela 4.8 apresenta os resultados referentes à obra 4. Esta obra apresenta diferenças em relação as demais, já que o volume de concreto dos pilares, em cada lote, foi fornecido por somente 01 caminhão-betoneira. Verifica-se a ocorrência de uma diminuição na média dos testemunhos do 2º lote, devido à ocorrência de um resultado bastante baixo, quando comparado aos demais. Este valor, em análise estatística posterior, foi considerado como espúrio. Além disto o resultado pode também ser considerado como não representativo da resistência do concreto, e sim como decorrente de falhas do testemunho ou procedimento de ensaio, tendo em vista tratar-se do mesmo concreto, proveniente de uma mesma amassada, sendo os demais valores

bastante homogêneos. O $f_{ck,est}$ do 2º lote de testemunhos foi calculado segundo o item 5.8.3 da NBR 12655²¹, e está apresentado na Tabela que segue. Desprezando-se o primeiro resultado obtém-se os seguintes valores: 15,9 MPa, 19,9 MPa, 0,06 MPa e 0,29 %, respectivamente para o $f_{ck,est}$, média, desvio padrão e coeficiente de variação.

TABELA 4.8 - RESULTADOS DE ENSAIOS À COMPRESSÃO - BRASÍLIA:
OBRA 4

	Lote 1		Lote 2		Lote 3	
	Mold	Test	Mold	Test	Mold	Test
Resultados (MPa)	26,8	21,6	27,7	13,5	24,0	16,4
		23,5		19,9		16,5
		24,5		19,9		17,8
		24,9		20,0		18,0
f_{ck} estimado	26,8	20,1	27,7	11,3	24,0	13,8
média	26,8	23,6	27,7	18,3	24,0	17,2
desvio padrão	--	1,45	--	3,22	--	0,84
coef. variação	--	6,23	--	17,6	--	4,88

Os resultados obtidos na obra 5 estão apresentados na Tabela 4.9, a seguir. Verifica-se que os desvios-padrão dos corpos-de-prova são baixos, quer seja para os corpos-de-prova moldados, quer seja para os testemunhos. É importante salientar a ocorrência de uma diminuição significativa da resistência característica estimada dos testemunhos nos 3 lotes.

TABELA 4.9 - RESULTADOS DE ENSAIOS À COMPRESSÃO - BRASÍLIA:
OBRA 5

Resultados (MPa)	Lote 1		Lote 2		Lote 3	
	Mold	Test	Mold	Test	Mold	Test
	22,6	17,3	23,8	15,1	27,5	17,3
23,2	20,3	25,2	15,5	28,1	17,3	
		21,0		16,0	18,4	
		24,0		16,4	18,7	
		24,0		16,5	21,4	
		24,5		17,7	22,2	
f_{ck} estimado	23,2	16,6	23,8	14,6	27,5	16,2
média	22,9	21,9	24,5	16,2	27,8	19,2
desvio padrão	0,42	2,83	0,99	0,91	0,42	2,10
coef. variação	1,83	12,9	4,04	5,60	5,60	10,9

A Tabela 4.10, a seguir, apresenta os resultados obtidos na obra 6.

TABELA 4.10 - RESULTADOS DE ENSAIOS À COMPRESSÃO -
BRASÍLIA: OBRA 6

Resultados (MPa)	Lote 1		Lote 2		Lote 3	
	Mold	Test	Mold	Test	Mold	Test
	23,9	21,0	19,4	14,5	23,1	19,4
29,6	22,0	26,8	15,6	28,4	20,6	
	22,6		16,0		22,3	
	22,7		17,1		22,3	
	23,1		17,6		22,8	
	26,1		18,0		23,9	
f_{ck} estimado	23,9	20,4	19,4	14,1	23,1	17,7
média	26,8	22,9	23,1	16,5	25,8	21,9
desvio padrão	4,03	1,72	5,23	1,33	3,75	1,62
coef. variação	15,0	7,51	22,6	8,06	14,5	7,39

Esta obra apresenta os maiores desvios para os corpos-de-prova moldados, evidenciando, possivelmente, uma diminuição no controle da usina, sendo estes valores inclusive superiores aos obtidos para os testemunhos.

A partir dos valores obtidos em todas as obras, verifica-se que o desvio padrão, considerando os relacionados aos corpos-de-prova e testemunhos, somente em 2 casos foi superior a 4,0 MPa, enquanto aproximadamente 80 % dos valores foram inferiores a 3,0 MPa e 55 % compreendidos no intervalo de 1,0 a 3,0 MPa. Estes percentuais evidenciam a boa homogeneidade da produção do concreto na usina. As Figura 4.1 e 4.2, a seguir, mostram a distribuição percentual dos desvios-padrão encontrados para os ensaios em corpos-de-prova moldados e testemunhos.

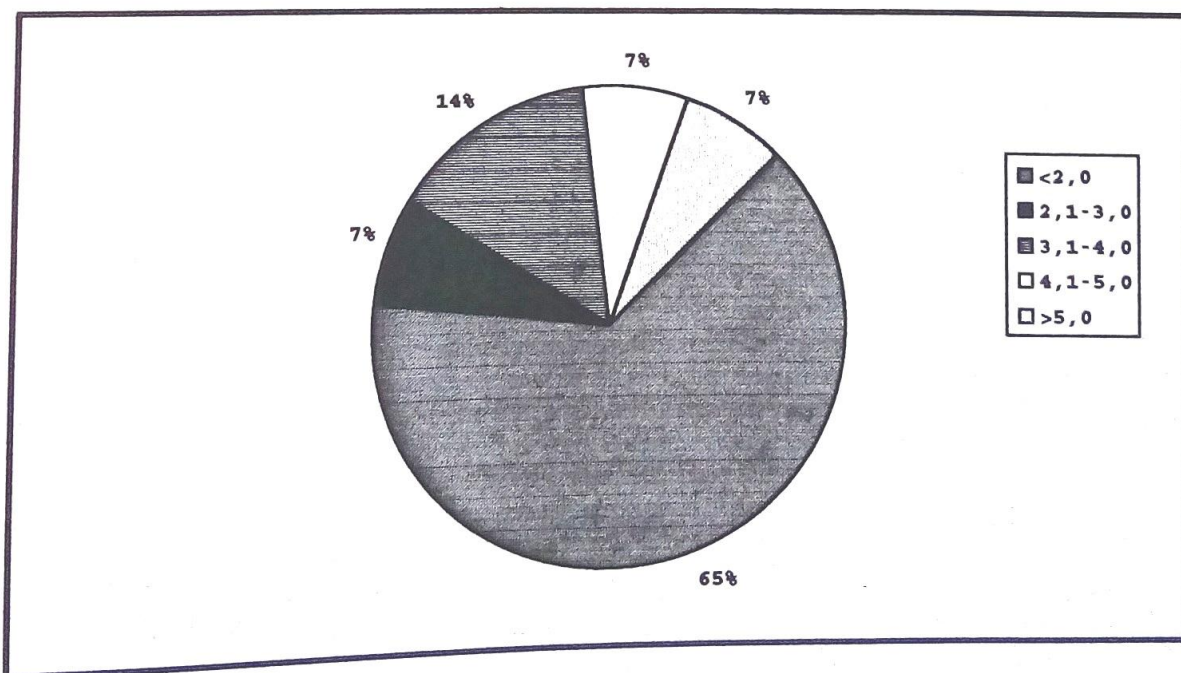


Figura 4.1 - Distribuição percentual dos desvios-padrão de corpos-de-prova moldados - Brasília

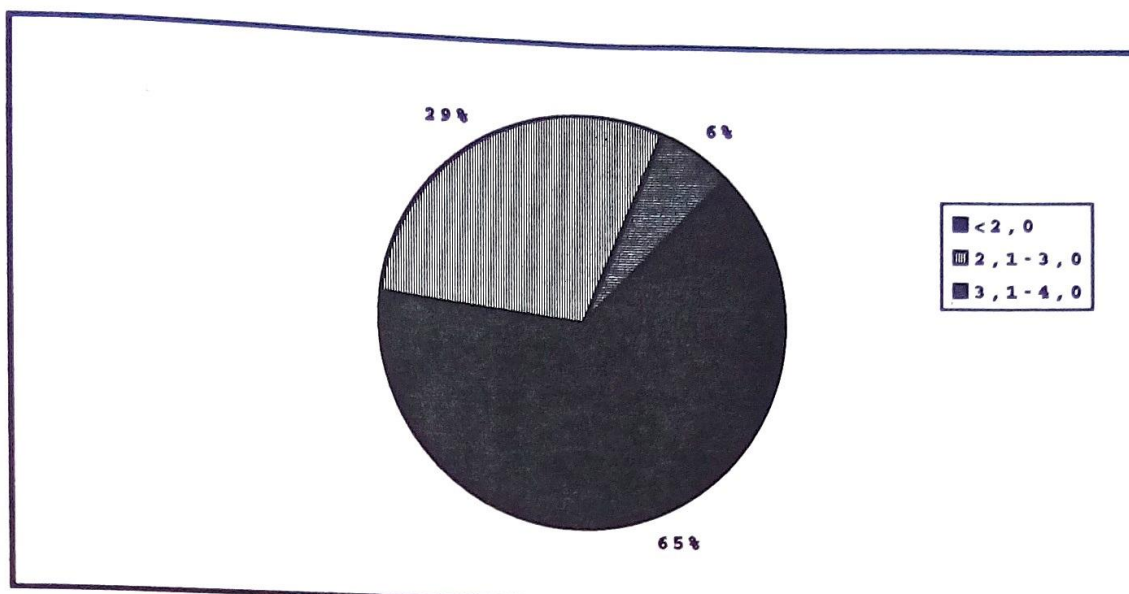


Figura 4.2 - Distribuição percentual dos desvios-padrão de testemunhos - Brasília.

Apesar dos baixos valores de desvios-padrão, em alguns casos o valor do $f_{ck,est}$ foi inferior ao f_{ck} de projeto. Foram observados 13 casos no total, sendo 12 medidos em testemunhos e 1 em corpos-de-prova moldados. Deve ser salientado que o $f_{ck,est}$ foi calculado para a idade de 28 dias, enquanto a resistência de projeto foi estabelecida aos 63 dias. Tendo em vista este aspecto e considerando o possível crescimento da resistência em função da idade e tipo de cimento utilizado (CPE 32, similar ao atual CP II E), conforme a Tabela 3.7⁵³, é possível estimar um crescimento mínimo de 15 % na resistência do concreto. Esta consideração faz com que permaneçam ainda, 8 lotes sem atendimento ao f_{ck} de projeto.

4.5.2 Resultados de ensaios realizados em Porto Alegre

O concreto nesta cidade foi produzido em canteiro, com a utilização de 02 betoneiras de 580 L de capacidade nominal. O número mínimo de exemplares a serem moldados foi estabelecido como 06. Para os testemunhos procurou-se obter um número mínimo de 06, sendo que alguns casos não foi possível manter esta regra, devido a problemas de equipamento, condições da obra e condição do testemunho. As extrações foram realizadas em lajes, por questões relativas a dimensões dos pilares e densidade de armadura.

Os resultados estão apresentados classificados por obras e respectivos lotes.

A Tabela 4.11, a seguir, apresenta os resultados obtidos na obra 1. A resistência característica estimada relativa aos lotes 1 e 2 dos testemunhos, bem como o lote 3 de corpos-de-prova, em virtude de possuírem menos de 06 elementos, foram calculados segundo o item 5.8.3 da NBR 12655²¹.

TABELA 4.11 - RESULTADOS DE ENSAIOS À COMPRESSÃO - PORTO ALEGRE: OBRA 1

Resultados (MPa)	Lote 1		Lote 2		Lote 3	
	Mold	Test	Mold	Test	Mold	Test
	21,8	16,7	22,0	17,8	22,2	21,7
	24,1	17,8	23,4	19,6	22,9	22,9
	24,1	19,3	23,9	21,0	23,2	26,2
	24,3	20,0	24,6	21,8	24,5	26,3
	25,4	20,4	26,3	26,7	27,3	26,3
	26,3		26,5			26,7
	26,3		26,5			
	27,4		27,8			
	28,5		28,9			
	30,9					
f_{ck} estimado	21,8	14,5	21,6	16,5	19,3	19,3
média	25,9	18,8	25,5	21,4	24,0	25,0
desvio padrão	2,59	1,55	2,22	3,34	2,01	2,15
coef. variação	10,0	8,25	8,71	15,6	15,6	8,60

A Tabela 4.12 apresenta os resultados obtidos na obra 2. Verifica-se a ocorrência de uma grande variabilidade nos desvios e coeficientes de variação. Observa-se também que o $f_{ck,est}$ do 3º lote de testemunhos é bastante baixo, mesmo considerando que foi calculado para os 28 dias, enquanto a referência de cálculo é 63 dias. O $f_{ck,est}$ do 2º lote de testemunhos foi calculado segundo o item 5.8.3 da NBR 12655²¹.

TABELA 4.12 - RESULTADOS DE ENSAIOS À COMPRESSÃO - PORTO ALEGRE: OBRA 2

Resultados (MPa)	Lote 1		Lote 2		Lote 3	
	Mold	Test	Mold	Test	Mold	Test
	22,6	18,4	17,9	16,2	19,3	14,9
	22,6	23,7	18,2	18,5	20,2	16,4
	26,3	24,3	18,6	20,0	20,3	18,2
	26,5	24,3	18,6	25,1	20,8	21,2
	27,1	28,2	20,3		21,5	22,4
	28,3	29,7	20,8		21,7	22,5
	29,0		21,5		22,6	
	29,6		21,6		22,8	
	32,1		23,0		23,6	
			24,5		25,2	
f_{ck} estimado	22,5	17,8	17,2	14,5	18,8	13,3
média	27,1	24,8	20,5	20,0	21,8	19,3
desvio padrão	2,95	3,96	2,21	3,77	1,78	3,24
coef. variação	10,9	16,0	10,8	18,8	8,17	16,8

Os resultados obtidos na obra 3 estão apresentados na Tabela 4.13, a seguir. Constata-se a ocorrência de desvio padrão elevado para o 1º lote, enquanto os demais apresentam boa homogeneidade. No lote 3, o valor encontrado para o $f_{ck, est}$ dos testemunhos é bastante baixo, condicionado pelo primeiro valor.

TABELA 4.13 - RESULTADOS DE ENSAIOS À COMPRESSÃO - PORTO ALEGRE: OBRA 3

Resultados (MPa)	Lote 1		Lote 2		Lote 3	
	Mold	Test	Mold	Test	Mold	Test
	23,3	22,8	20,0	16,6	21,1	13,4
23,5	24,2	21,3	17,2	21,1	17,3	
23,7	25,3	21,7	17,5	22,0	18,1	
25,4	28,7	22,0	18,0	23,0	19,7	
31,4	29,6	23,9	20,0	26,1	19,7	
35,0	32,9	24,3	20,6	26,5	19,7	
f_{ck} estimado	23,1	21,7	19,6	16,3	20,2	12,6
média	27,1	27,3	22,2	18,3	23,3	18,0
desvio padrão	4,95	3,81	1,63	1,61	2,43	2,46
coef. variação	18,3	14,0	7,34	8,80	10,4	13,7

Os resultados obtidos na obra 4, estão apresentados na Tabela 4.14, a seguir. Pela análise da tabela verifica-se que o coeficiente de variação do 2º lote de testemunhos é bem mais elevado que os demais, valor este induzido pela baixa média dos resultados individuais.

TABELA 4.14 - RESULTADOS DE ENSAIOS À COMPRESSÃO - PORTO ALEGRE: OBRA 4

Resultados (MPa)	Lote 1		Lote 2		Lote 3	
	Mold	Test	Mold	Test	Mold	Test
	26,3	16,8	23,4	14,4	22,3	22,2
27,1	19,1	26,0	14,9	24,5	24,6	
28,5	20,1	27,7	15,3	25,3	24,9	
29,5	20,8	28,1	15,6	25,6	25,3	
29,8	23,0	28,7	18,4	28,1	25,3	
30,6	23,7	29,1	22,1	30,7	26,5	
f_{ck} estimado	24,9	15,8	21,7	14,0	21,5	21,9
média	28,6	20,6	27,2	16,8	26,1	24,8
desvio padrão	1,66	2,54	2,14	2,96	2,93	1,43
coef. variação	5,80	12,3	7,87	17,6	11,2	5,77

A Tabela 4.15, a seguir, indica os resultados referentes à obra 5. A análise da tabela indica coeficientes de variação elevados para os 02 lotes de corpos-de-prova moldados, sendo em ambos os casos superiores aos valores encontrados para os testemunhos. O $f_{ck,est}$ do lote 2 de testemunhos foi calculado segundo o item 5.3.8 da NBR 12655²¹.

TABELA 4.15 - RESULTADOS DE ENSAIOS À COMPRESSÃO - PORTO ALEGRE: OBRA 5

Resultados (MPa)	Lote 1		Lote 2	
	Mold	Test	Mold	Test
	19,5	13,0	17,0	15,0
20,9	15,3	21,3	15,6	
21,6	15,9	22,1	16,7	
22,5	16,6	23,5	17,0	
24,6	16,8	24,9	17,5	
29,9	17,9	25,0		
f_{ck} estimado	18,8	12,4	16,2	13,6
média	23,2	15,9	22,3	16,4
desvio padrão	3,71	1,68	2,99	1,03
coef. variação	16,0	10,6	13,4	6,28

A Tabela 4.16 apresenta os resultados da obra 6. Verifica-se a ocorrência de valores baixos para o $f_{ck,est}$ dos corpos-de-prova extraídos e moldados, sendo os desvios-padrão praticamente iguais.

TABELA 4.16 - RESULTADOS DE ENSAIOS À COMPRESSÃO - PORTO ALEGRE: OBRA 6

	Lote 1	
	Mold	Test
Resultados (MPa)	17,0	14,3
	19,4	18,4
	20,3	18,4
	22,6	19,5
	24,1	21,1
	27,3	25,7
f_{ck} estimado	16,1	14,3
média	21,8	19,6
desvio padrão	3,70	3,80
coef. variação	17,0	19,4

A análise conjunta dos lotes ensaiados nesta cidade mostra que 70 % dos desvios-padrão foram inferiores a 3,0 MPa, mostrando boa homogeneidade, principalmente considerando que o concreto foi produzido no canteiro.

As Figuras 4.3 e 4.4 indicam os percentuais para os desvios-padrão observados nos lotes formados por corpos-de-prova moldados e testemunhos, respectivamente.

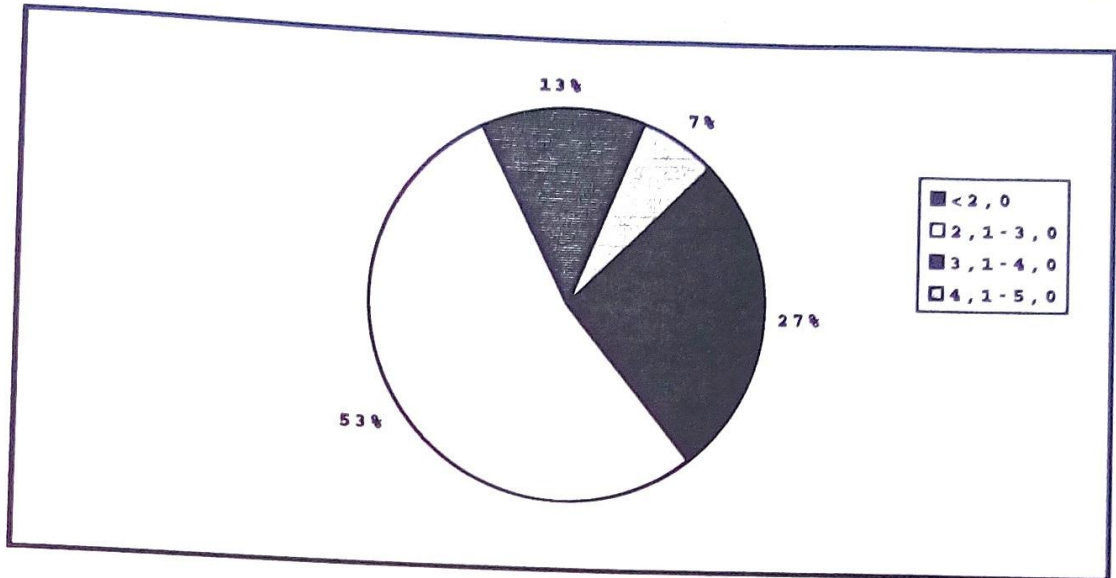


Figura 4.3 - Distribuição percentual dos desvios-padrão de corpos-de-prova moldados - Porto Alegre.

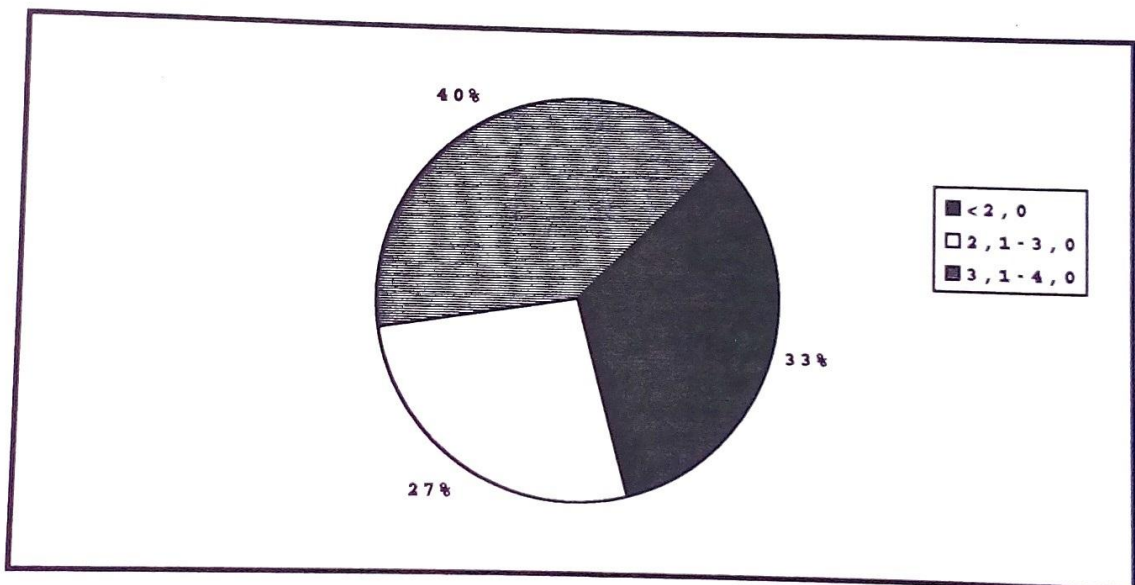


Figura 4.4 - Distribuição percentual dos desvios-padrão de testemunhos - Porto Alegre.

A análise da figura 4.4 mostra um aumento nos valores dos desvios-padrão dos testemunhos, sendo preponderante a faixa compreendida entre 3,1 e 4,0 MPa, enquanto para os corpos-de-prova moldados predominam os valores entre 2,1 e 3,0 MPa.

A ocorrência de baixos valores para os desvios-padrão, não significou, entretanto, o atendimento ao f_{ck} de projeto em todos os lotes. Verifica-se que existem 21 lotes que apresentaram valores inferiores ao f_{ck} de projeto. Da mesma forma que os resultados obtidos em Brasília, os valores foram calculados para a idade de 28 dias, sendo o projeto referenciado aos 63 dias. Considerando os fatores de crescimento da resistência, citados por HELENE⁵³ e apresentados na Tabela 3.7, é possível estimar, para o cimento utilizado (POZ 32, atual CP IV 31), um ganho de resistência na ordem de 15 %. Verifica-se que após esta consideração, permanecem 16 lotes não atendendo ao f_{ck} de projeto, sendo 3 relacionados aos corpos-de-prova moldados e o restante aos testemunhos.

5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

No capítulo anterior foram apresentados os resultados e estabelecida uma discussão preliminar relativa às condições de produção do concreto. Neste capítulo esta discussão é ampliada, abordando a análise estatística e relacionando os resultados obtidos com o objetivo principal desta tese.

5.1 Análise Estatística

A análise estatística foi desenvolvida com o objetivo da verificação da validade dos resultados dos ensaios à compressão de corpos-de-prova e testemunhos, obtendo-se assim, valores representativos das distribuições formadas pelas resistências médias e características. A partir da obtenção destes valores foram calculadas as relações entre as resistências potencial e efetiva.

A análise estatística constou da obtenção dos parâmetros básicos de cada distribuição, verificação da normalidade das distribuições obtidas e posterior comparação entre os diferentes grupos.

5.1.1 Análise da normalidade

Inicialmente foram aplicados testes estatísticos com o objetivo de verificar se os dados obtidos experimentalmente

obedeciam a distribuição normal de Gauss devendo, a princípio, esta condição ser verdadeira para a realização das análises posteriores.

A verificação da hipótese de normalidade foi realizada com a utilização do processo analítico, conhecido por "Método analítico de Kolmogorov-Smirnov (KS)". Este método consiste na comparação entre as frequências acumuladas observadas e aquelas calculadas pela distribuição normal. A verificação é feita pela comparação entre o valor obtido com valores tabelados. A hipótese de normalidade não pode ser rejeitada quando o valor obtido é menor que o tabelado. Este método foi selecionado em virtude de poder ser utilizado em casos de amostras pequenas ($n \geq 4$)²⁴, além de possuir, segundo NANNI⁷³, boa potência, ou seja, não existe grande probabilidade de aceitação da hipótese de normalidade quando ela não for verdadeira.

Conforme verificado nos resultados apresentados a seguir, a normalidade foi aceita em praticamente todos lotes, confirmando a hipótese do concreto obedecer a distribuição normal de Gauss.

Em casos de rejeição da hipótese de normalidade, foi verificada a existência de valores, denominados espúrios, que podem situar-se fora dos limites da distribuição normal. Esta verificação foi feita através da verificação dos resíduos padronizados, ou seja, valores tabelados em função do tamanho da amostra e grau de confiabilidade, adotados como limites. Os valores calculados que possuam

módulo maior que valores tabelados são considerados espúrios, devendo serem retirados e realizados novos testes a cerca da normalidade.

As verificações de normalidade foram realizadas com a utilização do programa computacional PROJEX, do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

A verificação da normalidade foi realizada em duas etapas. Inicialmente verificou-se a distribuição de cada lote individualmente, considerando-se os valores obtidos nos ensaios dos corpos-de-prova moldados e testemunhos sendo, em casos de distribuições normais, calculados valores médios da resistência. Em casos de rejeição da normalidade, verificou-se a existência de eventuais valores espúrios.

Na segunda etapa, foram formadas distribuições com os valores representativos de cada lote, em relação às resistências médias e estimadas dos corpos-de-prova moldados e testemunhos, sendo também testadas quanto à normalidade.

5.1.1.1 Verificação da normalidade - Brasília

Não foi realizada a verificação da normalidade dos resultados obtidos em corpos-de-prova moldados, já que em virtude da utilização de concreto usinado, existem somente dois valores por lotes, sendo desnecessária a realização

desta análise. Em relação ao testemunhos a verificação da normalidade foi realizada, estando os resultados apresentados na Tabela 5.1. Em relação aos valores mostrados no capítulo anterior houve uma modificação, correspondente ao lote 2 de testemunhos da obra 4, devido à existência de um valor espúrio.

Foi realizada também uma análise considerando os resultados obtidos em todos lotes, de maneira a obter-se um valor representativo dos ensaios realizados em Brasília. A análise conjunta dos lotes indicou a normalidade das distribuições formadas pelas resistências características e médias dos corpos-de-prova e testemunhos. Foi calculado o valor médio, com intervalo de confiança com 95%, para cada distribuição.

Legenda:

OB"N"L"M" - OB (obra);

N (número da obra);

M (número do lote);

f_{cm} - resistência média (MPa);

f_{ck} - resistência característica (MPa);

Normal - resultado da verificação da normalidade.

TABELA 5.1 - ANÁLISE DOS RESULTADOS POR LOTES - BRASÍLIA

Obra/ Lote	Moldados		Testemunhos		
	f_{cm}	f_{ck}	f_{cm}	Normal?	f_{ck}
OB1L1	29,2	28,0	27,2	SIM	22,4
OB1L2	29,4	29,4	23,5	SIM	20,7
OB2L1	26,4	25,4	23,6	SIM	18,6
OB2L2	34,3	31,7	26,1	SIM	23,3
OB2L3	30,0	29,2	25,4	SIM	22,2
OB3L1	28,3	26,8	23,9	SIM	18,7
OB3L2	29,4	28,2	23,9	SIM	21,1
OB3L3	24,4	24,3	18,3	NÃO	15,6
OB4L1	26,8	26,8	23,6	SIM	18,1
OB4L2	27,7	27,7	19,9	SIM	15,9
OB4L3	24,0	24,0	17,2	SIM	13,8
OB5L1	22,9	23,2	21,9	SIM	16,6
OB5L2	24,5	23,8	16,2	SIM	14,6
OB5L3	27,8	27,5	19,2	SIM	16,2
OB6L1	26,8	23,9	22,9	SIM	21,4
OB6L2	23,1	19,4	16,5	SIM	14,1
OB6L3	25,8	23,1	21,9	SIM	17,7

A Tabela 5.2, a seguir, apresenta os resultados médios das distribuições formadas pelas resistências médias e características estimadas de corpos-de-prova moldados e testemunhos. Os valores referentes aos testemunhos foram calculados sem a consideração do 3º lote da obra 3 (OB3L3), em virtude de não ter sido comprovada sua normalidade.

TABELA 5.2 - RESULTADOS MÉDIOS OBTIDOS EM BRASÍLIA

Parâmetros	Moldados		Testemunhos	
	f_{cm}	f_{ck}	f_{cm}	f_{ck}
média	27,1	26,0	22,0	18,5
limite inferior	25,6	24,5	20,3	16,8
limite superior	28,6	27,6	23,8	20,1
desvio padrão	2,93	3,02	3,36	3,11
coef. variação	10,8	11,6	15,3	16,8

As Figuras 5.1 a 5.4, a seguir, mostram a variação dos valores médios de cada lote, em relação às médias de cada distribuição, apresentadas na Tabela 5.2.

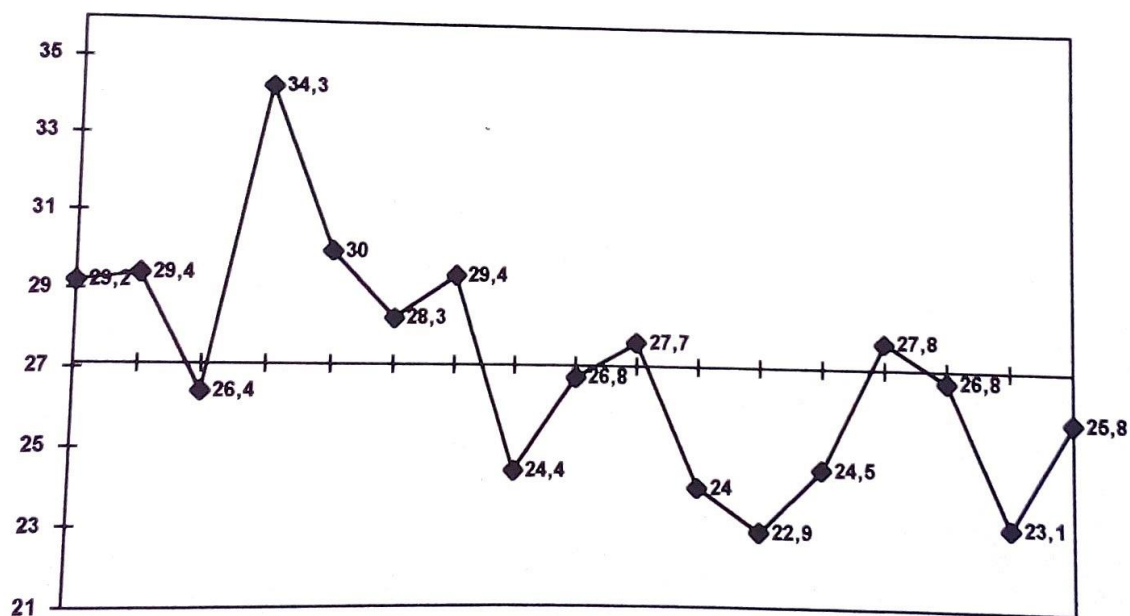


Figura 5.1 - Variação da resistência média (corpos-de-prova - Brasília)

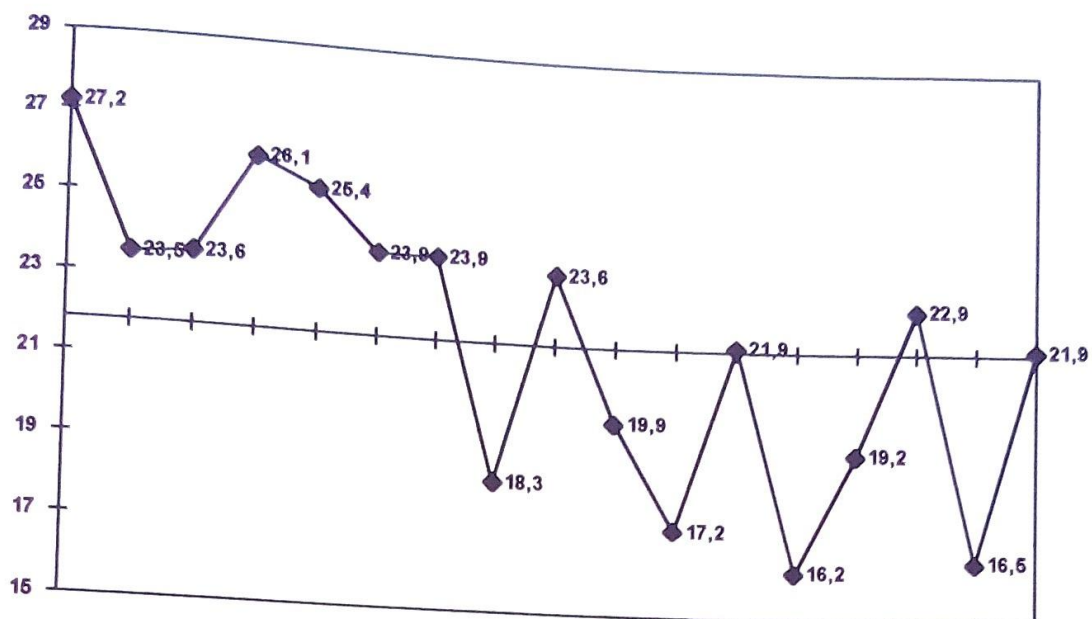


Figura 5.2 - Variação da resistência média (testemunhos - Brasília).

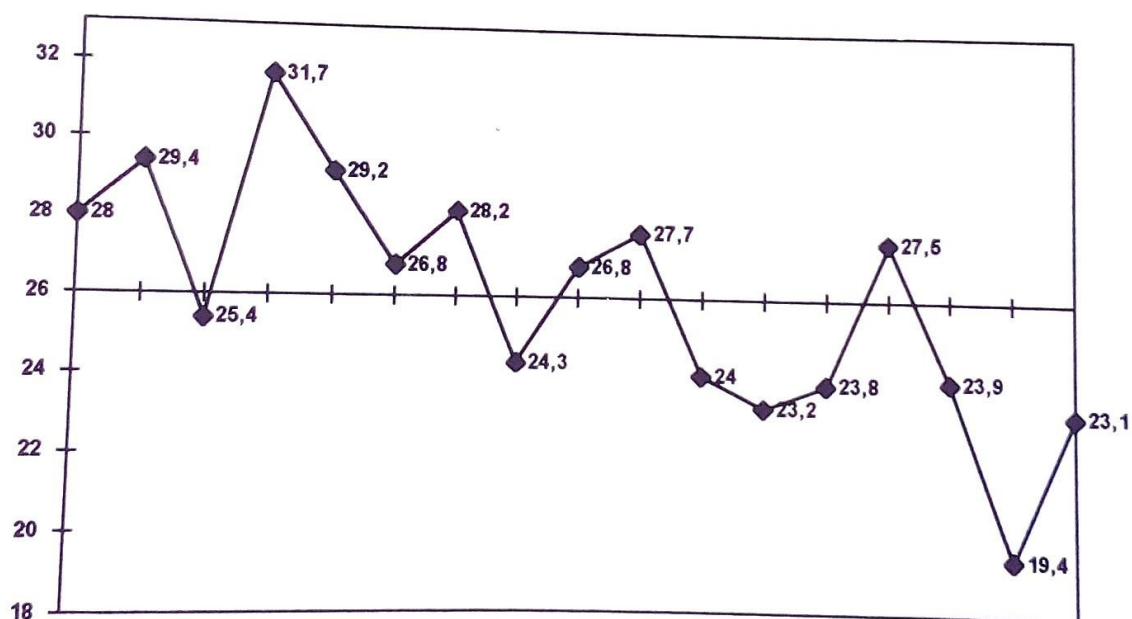


Figura 5.3 - Variação da resistência característica (corpos-de-prova - Brasília).

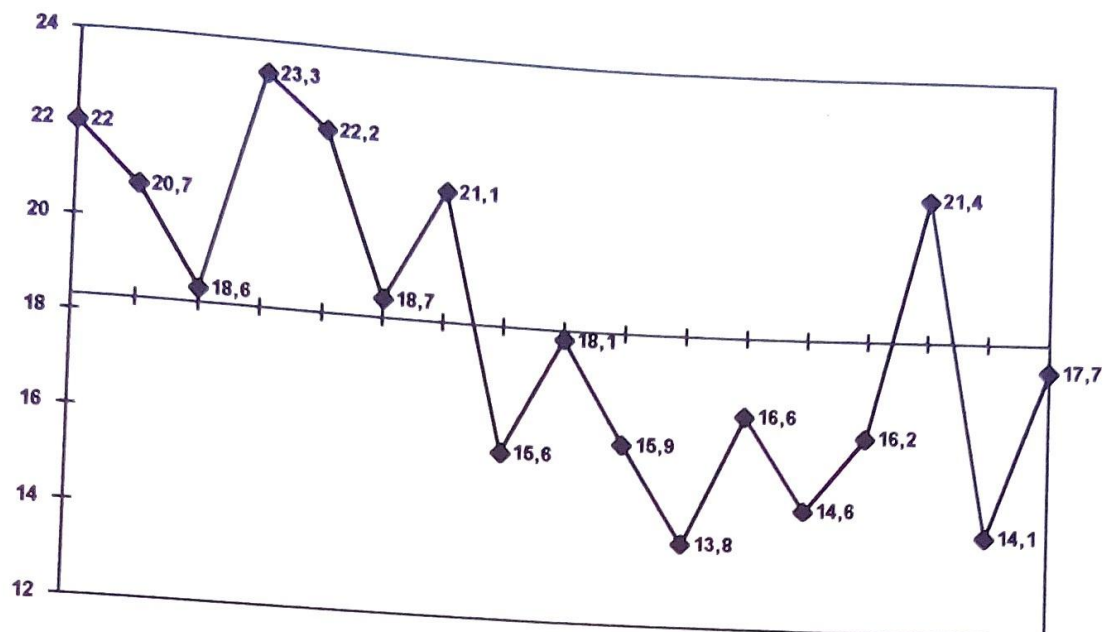


Figura 5.4 - Variação da resistência característica (testemunhos - Brasília).

5.1.1.2 Verificação da normalidade - Porto Alegre

Neste caso foi realizada a verificação da normalidade dos lotes, tanto para corpos-de-prova moldados, quanto para testemunhos. A análise realizada indicou a aceitação da normalidade para todas os lotes, excluindo-se o lote 3 de testemunhos da obra 1. A Tabela 5.3 apresenta os resultados desta análise e os valores da resistência média e característica de cada lote.

Legenda:

OB"N"L"M" - OB (obra);

N (número da obra);

M (número do lote);

f_{cm} - resistência média (MPa);

f_{ck} - resistência característica (MPa);

Normal - resultado da verificação da normalidade.

TABELA 5.3 - ANÁLISE DOS RESULTADOS POR LOTES - PORTO ALEGRE

Obra Lote	Moldados			Testemunhos		
	f_{cm}	Normal?	f_{ck}	f_{cm}	Normal?	f_{ck}
OB1L1	25,9	SIM	21,8	18,8	SIM	14,5
OB1L2	25,5	SIM	21,6	21,4	SIM	16,5
OB1L3	24,0	SIM	19,3	25,0	NÃO	19,3
OB2L1	27,1	SIM	22,5	24,8	SIM	17,8
OB2L2	20,5	SIM	17,2	20,0	SIM	14,5
OB2L3	21,8	SIM	18,8	19,3	SIM	13,3
OB3L1	27,1	SIM	23,1	27,3	SIM	21,7
OB3L2	22,2	SIM	19,6	18,3	SIM	16,3
OB3L3	23,3	SIM	20,2	18,0	SIM	12,6
OB4L1	28,6	SIM	24,9	20,6	SIM	15,8
OB4L2	27,2	SIM	21,7	16,8	SIM	14,0
OB4L3	26,1	SIM	21,5	24,8	SIM	21,9
OB5L1	23,2	SIM	18,8	15,9	SIM	12,4
OB5L2	22,3	SIM	16,2	16,4	SIM	13,6
OB6L1	21,8	SIM	16,1	19,6	SIM	14,3

Foi realizada a análise conjunta dos lotes, que indicou a normalidade de todas as distribuições. Os resultados dos valores médios de cada distribuição, bem como os respectivos intervalos de confiança, estão apresentados na Tabela 5.4, a seguir.

TABELA 5.4 - RESULTADOS MÉDIOS OBTIDOS EM PORTO ALEGRE

Parâmetros	Moldados		Testemunhos	
	f_{cm}	f_{ck}	f_{cm}	f_{ck}
média	24,4	20,2	20,1	15,9
limite inferior	23,0	18,8	18,2	14,2
limite superior	25,8	21,6	22,1	17,6
desvio padrão	2,49	2,55	3,40	3,05
coef. variação	10,2	12,6	16,9	19,2

A média das resistências características dos testemunhos foi calculada com o descarte do valor referente ao lote 3 da obra 1, em virtude de não ser distribuição normal.

As Figuras 5.5 a 5.8 indicam as variações dos valores médios de cada lote, apresentados na Tabela 5.3, em relação às médias gerais, conforme os valores da Tabela 5.4.

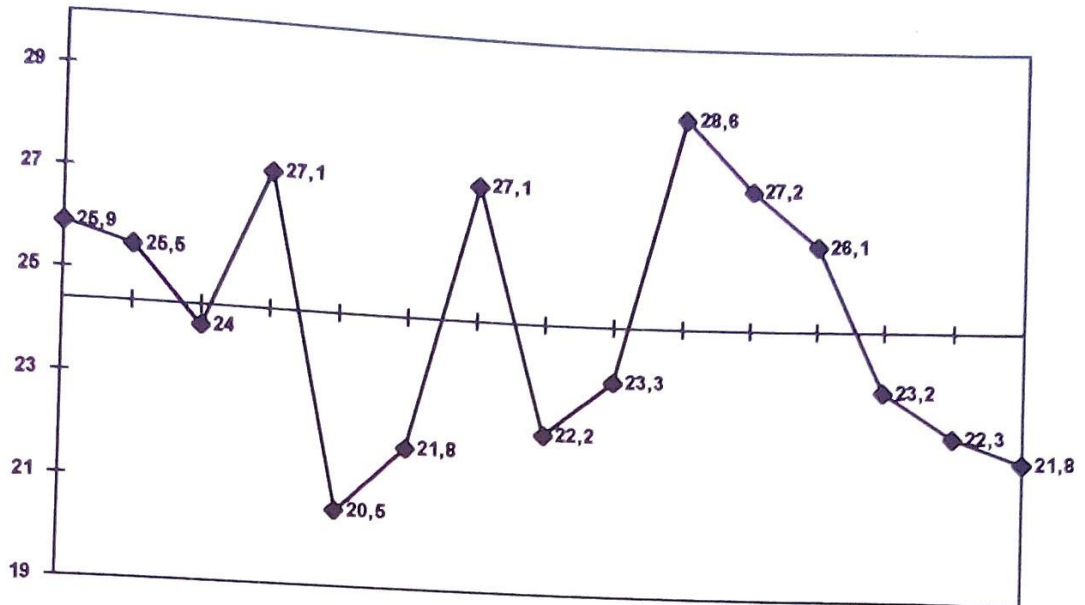


Figura 5.5 - Variação da resistência média (corpos-de-prova - Porto Alegre).

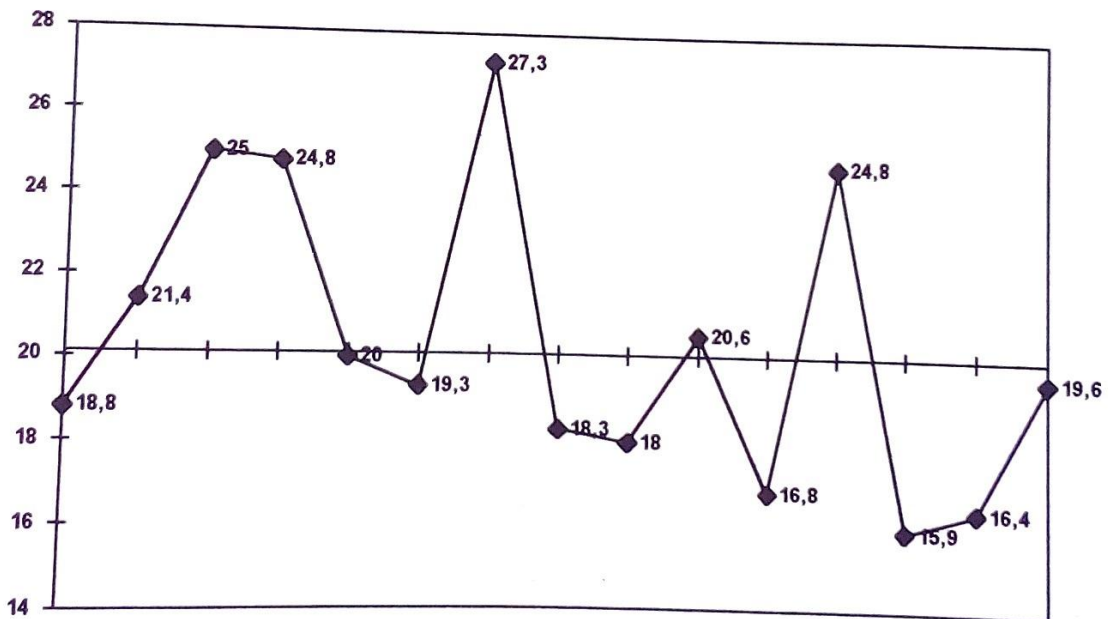


Figura 5.6 - Variação da resistência média (testemunhos - Porto Alegre).

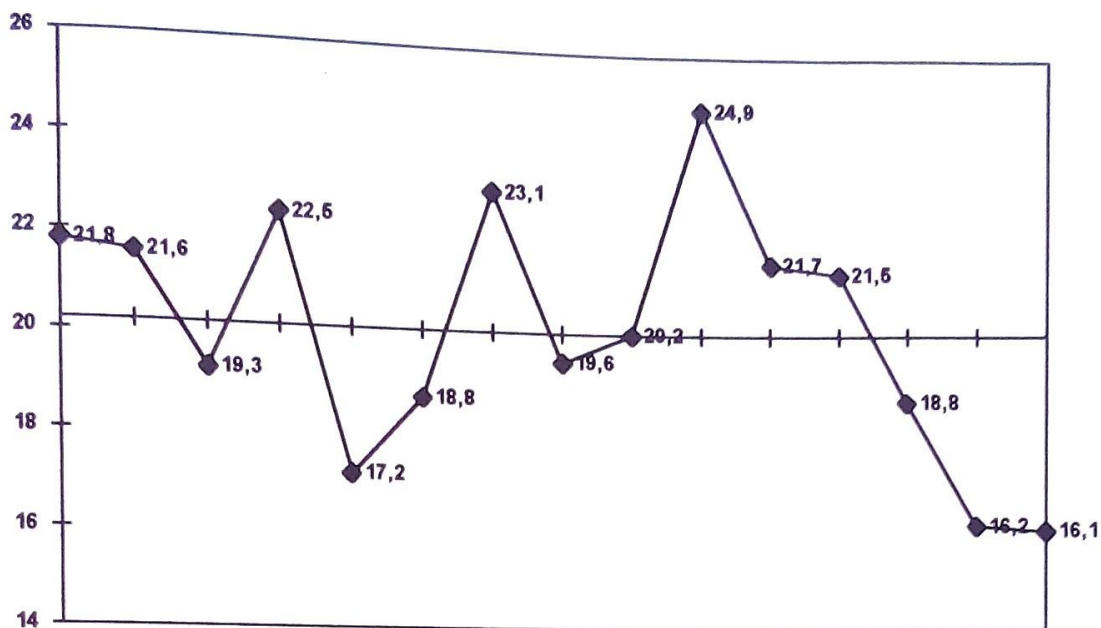


Figura 5.7 - Variação da resistência característica (corpos-de-prova - Porto Alegre).

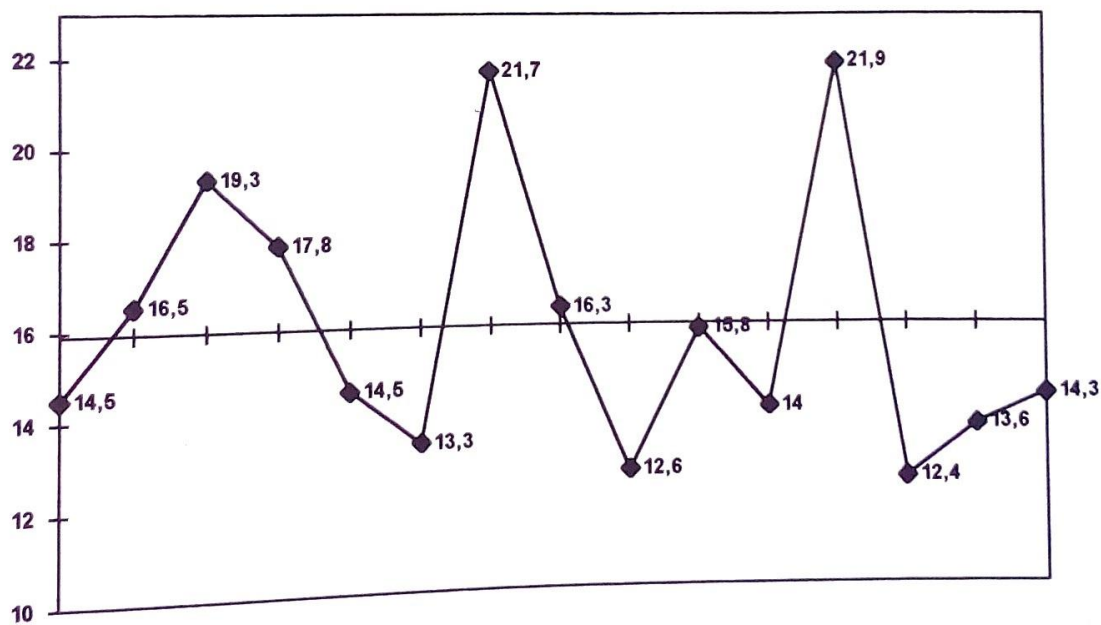


Figura 5.8 - Variação da resistência característica (testemunhos - Porto Alegre).

5.1.2 Comparação de grupos

Para a adoção do valor médio de cada distribuição é necessário que não exista diferença entre os valores que a compõem, ou seja, o valor médio representativo deve ser obtido a partir de resultados parciais pertencentes a mesma população.

A análise, é realizada através de testes que verificam a existência de diferença significativa entre médias e variâncias de "k" grupos.

Nesta análise estão incluídos todos os lotes, inclusive aqueles em que não foi possível confirmar a hipótese de normalidade, pois conforme afirma MONTGOMERY⁷⁰, pequenos desvios em relação à normalidade não afetam os resultados finais.

A verificação da homogeneidade dos desvios-padrão é realizada com a utilização do método de Bartlett, o qual determina um parâmetro "B" que, em caso de homogeneidade, deve ser menor que valores tabelados pela distribuição Qui-Quadrada (χ^2).

Em relação aos componentes de variação, foi ainda verificada a contribuição das variâncias entre e dentro de cada grupo na variância total. A primeira indica, neste caso, a homogeneidade das condições de produção de concreto, enquanto a segunda está relacionada às condições de ensaio (moldagem, cura e ruptura de corpos-de-prova).

A comparação das médias é realizada através da utilização da distribuição "F", sendo realizada através da comparação entre os valores calculados e tabelados devendo em caso de igualdade das médias, o primeiro ser maior que o segundo.

Para a execução desta verificação foi utilizado o programa computacional PROJEX, o qual verifica a homogeneidade entre os desvios-padrão e a igualdade das médias dos diversos grupos. Como grupo deve ser entendido cada obra, constituída pelos valores médios de cada lote.

5.1.2.1 Resultados obtidos em Brasília

A partir dos resultados da Tabela 5.1 foram formados 6 grupos, correspondentes às obras e valores médios de cada lote. A análise realizada indicou os resultados apresentados na Tabela 5.5.

Legenda:

- f_{cm} cps - distribuição formada pelas resistências médias dos corpos-de-prova moldados;
- f_{cm} tts - distribuição formada pelas resistências médias dos testemunhos;
- f_{ck} cps - distribuição formada pelas resistências características estimadas dos corpos-de-prova moldados;
- f_{ck} tts - distribuição formada pelas resistências características estimadas dos testemunhos;

- Bartlett - teste para a verificação da homogeneidade das variâncias. O valor calculado deve ser menor que valores tabelados.

- probabilidade - probabilidade do valor calculado ser maior que o valor tabelado, conforme estimativa fornecida pelo programa computacional PROJEX. Para que a hipótese de igualdade das médias não seja rejeitada, é necessário que esta probabilidade seja maior que 0,05.

TABELA 5.5 - ANÁLISE DE VARIÂNCIA E COMPARAÇÃO DE MÉDIAS -
BRASÍLIA

Distribuição	BARTLETT		PROBABILIDADE
	calculado	tabelado	
f_{cm} cps	7,24	11,1	0,24
f_{cm} tts	1,78	11,1	0,13
f_{ck} cps	1,50	11,1	0,05
f_{ck} tts	3,17	11,1	0,07

A partir da análise dos resultados obtidos, verifica-se que a hipótese de igualdade das médias não pode ser rejeitada, já que as probabilidades calculadas são superiores ou iguais ao limite de 0,05. Em relação aos desvios-padrão verifica-se que existe homogeneidade entre os grupos, já que todos os valores calculados pelo teste de Bartlett são inferiores aos tabelados pela distribuição χ^2 .

Foram também determinados os valores dos componentes de variação, estando os resultados apresentados na Tabela 5.6,

a seguir. Esta análise permite determinar a contribuição, na variância total, das parcelas correspondentes às variabilidades existente entre e dentro dos lotes. Lembrando que a diferença entre lotes é devida à produção do concreto, e a variabilidade dentro dos lotes é causada pelas variações de ensaio, é possível afirmar, que a avaliação da resistência do concreto medida através de testemunhos é influenciada, em sua maior parte, pelas condições de ensaio, enquanto os resultados de corpos-de-prova moldados possibilitam melhores condições de avaliação da homogeneidade da produção de concreto.

TABELA 5.6 - COMPONENTES DE VARIAÇÃO DAS DISTRIBUIÇÕES -
BRASÍLIA

Distribuição	Componentes de variação (%)	
	Entre os lotes	Dentro dos lotes
f_{cm} cps	67	33
f_{cm} tts	30	70
f_{ck} cps	45	55
f_{ck} tts	39	61

5.1.2.2 Resultados obtidos em Porto Alegre

Da mesma forma que no item anterior, foi procedida a análise da variância das distribuições e verificação da igualdade das médias. Os resultados obtidos, apresentados na Tabela 5.7, indicam serem os desvios-padrão homogêneos e

não haver diferença entre as médias podendo então, este valor ser considerado como representativo dos diversos grupos.

Legenda:

- f_{cm} cps - distribuição formada pelas resistências médias dos corpos-de-prova moldados;
- f_{cm} tts - distribuição formada pelas resistências médias dos testemunhos;
- f_{ck} cps - distribuição formada pelas resistências características estimadas dos corpos-de-prova moldados;
- f_{ck} tts - distribuição formada pelas resistências características estimadas dos testemunhos;
- Bartlett - teste para a verificação da homogeneidade das variâncias. O valor calculado deve ser menor que valores tabelados.
- probabilidade - probabilidade do valor calculado ser maior que o valor tabelado, conforme estimativa fornecida pelo programa computacional PROJEX. Para que a hipótese de igualdade das médias seja aceita, é necessário que esta probabilidade seja maior que 0,05.

TABELA 5.7 - ANÁLISE DE VARIÂNCIA E COMPARAÇÃO DE MÉDIAS -
PORTO ALEGRE

Distribuição	BARTLETT		PROBABILIDADE
	calculado	tabelado	
f_{cm} cps	4,96	9,49	0,19
f_{cm} tts	4,32	9,49	0,53
f_{ck} cps	0,86	9,49	0,14
f_{ck} tts	3,05	9,49	0,63

Os resultados apresentados indicam a homogeneidade dos desvios-padrão em todas as distribuições, além de não ser rejeitada a hipótese de igualdade das médias já que, todos os valores calculados para a probabilidade são maiores que 0,05.

A análise dos componentes de variância está apresentada na Tabela 5.8, a seguir, sendo obtidos resultados semelhantes aos de Brasília, ou seja, a variabilidade dentro dos lotes é sempre maior para os testemunhos, evidenciando influências de variáveis inerentes aos ensaios. Comparando com os resultados obtidos em Brasília, deve ser destacada o aumento da variabilidade dentro dos lotes, referentes às distribuições dos testemunhos, chegando a 100 %. Tendo em vista que os testemunhos em Porto Alegre foram extraídos em lajes, enquanto em Brasília, as extrações foram realizadas em pilares, pode ser afirmado que as variáveis de ensaios tiveram papel preponderante no primeiro caso.

TABELA 5.8 - COMPONENTES DE VARIAÇÃO DAS DISTRIBUIÇÕES - PORTO ALEGRE

Distribuição	Componentes de variação (%)	
	Entre os lotes	Dentro dos lotes
f_{cm} cps	24	76
f_{cm} tts	--	100
f_{ck} cps	31	69
f_{ck} tts	--	100

5.2 Coeficiente f_m/f_t

Para determinar a diferença existente entre as resistências potencial e efetiva do concreto, definiu-se o coeficiente f_m/f_t , obtido pela razão entre as resistências à compressão do concreto obtidas em corpos-de-prova moldados (f_m) e testemunhos (f_t). Os resultados obtidos estão apresentados nos itens seguintes.

5.2.1 Resultados obtidos em Brasília

A partir dos resultados da Tabela 5.1 foi determinado, para cada lote, o coeficiente f_m/f_t . Foram estabelecidos coeficientes para as distribuições formadas pelas resistências médias (f_{mcp}/f_{mtt}) e características (f_{ckcp}/f_{cktt}). Os resultados estão apresentados na Tabela 5.9.

TABELA 5.9 - COEFICIENTES f_m/f_t POR LOTES - BRASÍLIA

Obra/Lote	f_m/f_t	
	f_{mcp}/f_{mtt}	f_{ckcp}/f_{cktt}
OB1L1	1,07	1,25
OB1L2	1,25	1,42
OB2L1	1,12	1,37
OB2L2	1,31	1,36
OB2L3	1,18	1,32
OB3L1	1,18	1,43
OB3L2	1,23	1,34
OB3L3	1,33	1,56
OB4L1	1,14	1,48
OB4L2	1,39	1,74
OB4L3	1,40	1,74
OB5L1	1,05	1,40
OB5L2	1,51	1,63
OB5L3	1,45	1,69
OB6L1	1,17	1,12
OB6L2	1,40	1,38
OB6L3	1,18	1,30

A análise da normalidade das distribuições indicou não ser rejeitada a hipótese de tratarem-se de distribuições normais. Sabendo que os valores obtidos provêm de grupos que possuem igualdade das médias, conforme analisado no capítulo anterior, o valor médio pode ser adotado como representativo dos grupos que constituem cada distribuição.

A Figura 5.9 apresenta a variação dos coeficientes f_m/f_t obtidos.

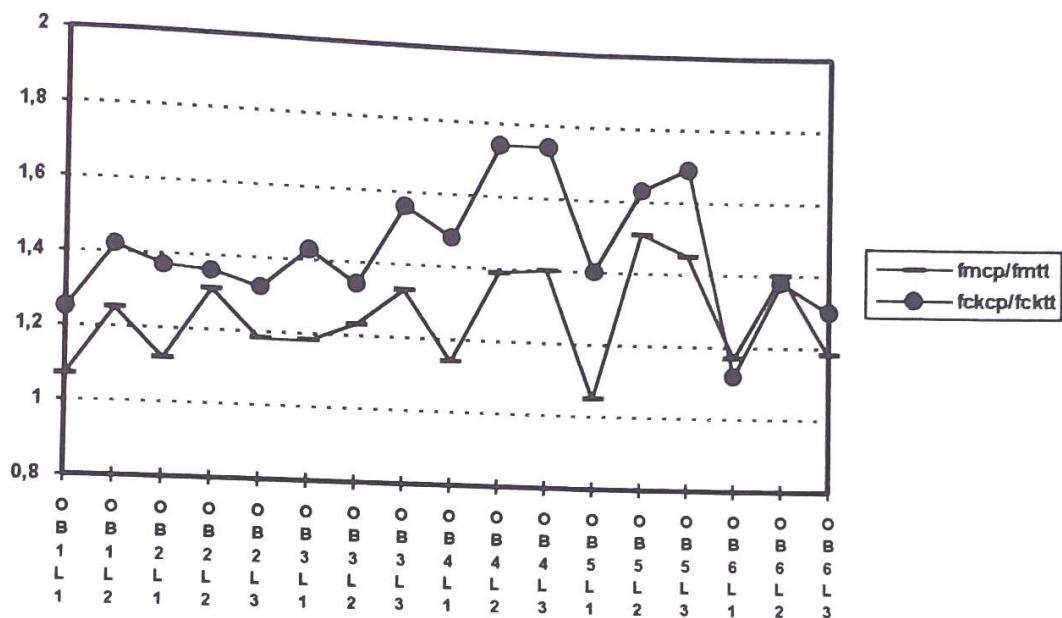


Figura 5.9 - Variação dos coeficientes f_m/f_t (Brasília)

Verifica-se em praticamente todos os lotes que o coeficiente f_{ckcp}/f_{cktt} apresenta maiores valores, possuindo também maior variabilidade.

A Tabela 5.10 apresenta os parâmetros estatísticos básicos das distribuições dos coeficientes f_{mcp}/f_{mtt} e f_{ckcp}/f_{cktt} . Foram calculados a média, seu intervalo de confiança para 95 % de confiabilidade, o desvio padrão e o coeficiente de variação.

TABELA 5.10 - PARÂMETROS BÁSICOS DAS DISTRIBUIÇÕES f_m/f_t -
BRASÍLIA

Parâmetro	f_m/f_t	
	f_{mcp}/f_{mtt}	f_{ckcp}/f_{cktt}
média	1,26	1,44
limite inferior	1,18	1,35
limite superior	1,35	1,53
desvio padrão	0,14	0,18
coef. variação	11,1	12,5

A obtenção destes valores permite calcular coeficientes característicos, relativos ao quantil de 5 % de uma distribuição normal, segundo a expressão:

$$V_k = V_m + 1.65.S$$

onde:

V_k = valor característico;

V_m = valor médio;

S = desvio-padrão;

1,65 = valor da ordenada da distribuição normal correspondente ao quantil de 5 %.

Foi calculado também o intervalo correspondente ao afastamento de 1 desvio-padrão (1s) em relação à média, determinando com isto os limites que incluem 68,3 % dos resultados.

TABELA 5.11 - COEFICIENTES CARACTERÍSTICOS - BRASÍLIA

Parâmetro	f_{mcp}/f_{mtt}	f_{ckcp}/f_{cktt}
Valor característico	1,49	1,74
Limite inferior (1s)	1,12	1,26
Limite superior (1s)	1,38	1,62

Em relação ao coeficiente f_{mcp}/f_{mtt} é possível afirmar que 95 % dos resultados encontrados é inferior ao coeficiente de minoração máximo proposto pela normalização brasileira, ou seja, 1,5. Observa-se também que aproximadamente 68 % dos valores concentram-se entre 1,12 e 1,38, ou seja, valores inferiores ao γ_c estabelecido pela NBR 6118¹¹ para os casos gerais. O coeficiente característico f_{ckcp}/f_{cktt} relativo ao quantil de 5 % (1,74) é bastante superior ao obtido na consideração da média.

Foram calculadas também as áreas da distribuição normal relativas aos valores 1,3; 1,4 e 1,5, correspondentes respectivamente aos valores do coeficiente de minoração do concreto (γ_c), relativos às condições de execução rigorosa, usuais e adversas, estabelecidas pela NBR 6118¹¹. Os valores obtidos estão apresentados na Tabela 5.12.

TABELA 5.12 - ÁREAS DA CURVA NORMAL PARA OS COEFICIENTES f_m/f_t - BRASÍLIA

Coeficientes	Área percentual da curva normal	
	f_{mcp}/f_{mtt}	f_{ckcp}/f_{cktt}
fm/ft1,3	61,2	21,8
fm/ft1,4	84,1	41,2
fm/ft1,5	95,7	63,1

A análise dos resultados do coeficiente f_m/f_t relativo às resistências médias (f_{mcp}/f_{mtt}) permite afirmar que o valor 1,5 somente é superado em, aproximadamente, 5 % dos casos. Em relação ao valor recomendado pela NBR 6118¹¹, para as condições de execução usuais ($\gamma_c = 1,4$), este percentual é 84 %.

Já para o coeficiente f_m/f_t obtido a partir das resistências características estimadas, os percentuais são bastante inferiores.

5.2.2 Resultados obtidos em Porto Alegre

A partir dos resultados apresentados na Tabela 5.3 foi determinado, para cada lote, o coeficiente f_m/f_t . Foram estabelecidos, da mesma forma que no item anterior, coeficientes para as distribuições formadas pelas resistências médias (f_{mcp}/f_{mtt}) e características (f_{ckcp}/f_{cktt}), estando os resultados apresentados na Tabela 5.13.

A verificação da normalidade indicou tratarem-se de distribuições normais. A análise da igualdade das médias já realizada, permite que o valor médio da distribuição seja considerado como representativo dos diversos grupos.

TABELA 5.13 - COEFICIENTES f_m/f_t POR LOTES - PORTO ALEGRE

Obra/Lote	f_m/f_t	
	f_{mcp}/f_{mtt}	f_{ckcp}/f_{cktt}
OB1L1	1,38	1,50
OB1L2	1,19	1,31
OB1L3	0,96	1,00
OB2L1	1,09	1,26
OB2L2	1,02	1,19
OB2L3	1,13	1,41
OB3L1	0,99	1,06
OB3L2	1,21	1,20
OB3L3	1,29	1,60
OB4L1	1,39	1,58
OB4L2	1,62	1,55
OB4L3	1,05	0,98
OB5L1	1,46	1,52
OB5L2	1,36	1,19
OB6L1	1,11	1,13

A Figura 5.10 apresenta os coeficientes f_m/f_t relativos às resistências médias e características. Pela análise do gráfico verifica-se o cruzamento das duas distribuições em

vários pontos, indicando com isto maior variabilidade, que os resultados obtidos em Brasília (Figura 5.9).

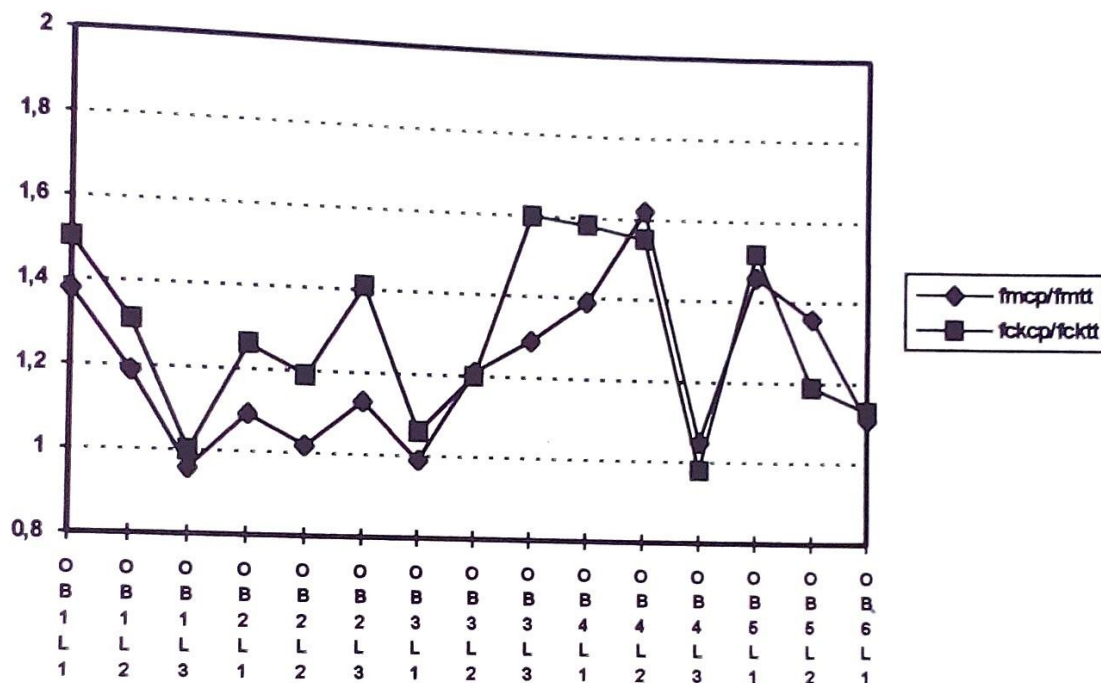


Figura 5.10 - Variação dos coeficientes f_m/f_t (Porto Alegre)

Os parâmetros estatísticos básicos representativos de cada distribuição, ou seja, média e intervalos de confiança, desvio-padrão e coeficiente de variação estão apresentados na Tabela 5.14.

TABELA 5.14 - PARÂMETROS BÁSICOS DAS DISTRIBUIÇÕES f_m/f_t .

Parâmetro	f_m/f_t	
	f_{mcp}/f_{mtt}	f_{ckcp}/f_{cktt}
média	1,22	1,30
limite inferior	1,11	1,18
limite superior	1,33	1,42
desvio padrão	0,19	0,21
coef. variação	15,6	16,1

Foram calculados os valores característicos, relativos ao quantil de 5 % e os limites correspondentes ao afastamento de 1 desvio-padrão em relação a média.

TABELA 5.15 - COEFICIENTES CARACTERÍSTICOS - PORTO ALEGRE

Parâmetro	f_{mcp}/f_{mtt}	f_{ckcp}/f_{cktt}
Valor característico	1,54	1,65
Limite inferior (1s)	1,03	1,09
Limite superior (1s)	1,41	1,51

Verifica-se que os limites inferiores, correspondentes ao intervalo de 1 desvio-padrão, são bastante baixos, enquanto os limites superiores, correspondem aos valores do γ_c estabelecidos pela NBR 6118¹¹, relativos às condições normais de execução e adversas.

Foi realizada a determinação das áreas percentuais da curva normal, estando os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 5.16, a seguir.

TABELA 5.16 - ÁREAS DA CURVA NORMAL PARA OS COEFICIENTES f_m/f_t - PORTO ALEGRE.

Coeficientes	Área percentual da curva normal	
	f_{mcp}/f_{mtt}	f_{ckcp}/f_{cktt}
fm/ft1,3	66,6	50,2
fm/ft1,4	82,8	68,1
fm/ft1,5	92,8	82,5

A partir dos resultados relativos às resistências médias é possível afirmar que o coeficiente de minoração do concreto recomendado pela NBR 6118¹⁵, para condições adversas ($\gamma_c = 1,5$), somente tem probabilidade de ser superado em 7 % dos casos, enquanto para o coeficiente relativo a condições usuais de execução, esta probabilidade é, aproximadamente, igual a 17 %.

A mesma análise feita para as distribuição dos coeficientes relativos às resistências características, indica as probabilidades de 18 % e 68 %, respectivamente para os valores 1,5 e 1,4.

5.2.3 Análise conjunta Brasília/Porto Alegre

Visando obter um coeficiente f_m/f_t único, os resultados obtidos nas duas cidades foram agrupados, formando duas distribuições com 32 valores, sendo uma para as resistências médias e outra para as resistências características estimadas.

Foi procedida a análise estatística destas distribuições, onde constatou-se a normalidade de ambas. Para a comparação das médias, foram formados dois grupos, cada um com 6 amostras, representados pelos valores médios dos coeficientes f_m/f_t de cada obra. Esta análise indicou a homogeneidade dos desvios-padrão, já que o Teste de Barlett apresentou os valores 2,33 e 1,40, respectivamente para as resistências médias e características estimadas, devendo estes valores, conforme citado no Capítulo 5, serem menores que o valor tabelado (3,84). Em relação à comparação dos grupos a hipótese de igualdade das médias é aceita quando os valores obtidos são iguais ou maiores que 0,05. Para as distribuições em questão, os resultados dos testes foram, respectivamente a cada distribuição, 0,56 e 0,05.

A partir da análise realizada, é possível considerar os parâmetros básicos de cada distribuição como representativos dos ensaios realizados nas duas cidades, obtendo-se assim um coeficiente único para a resistência média e outro para a resistência característica estimada. Os valores obtidos estão apresentados na Tabela 5.17, que segue:

TABELA 5.17 - PARÂMETROS BÁSICOS DAS DISTRIBUIÇÕES f_m/f_t - ANÁLISE CONJUNTA

Parâmetro	f_m/f_t	
	f_{mcp}/f_{mtt}	f_{ckcp}/f_{cktt}
média	1,24	1,38
limite inferior	1,18	1,30
limite superior	1,30	1,45
desvio padrão	0,16	0,20
coef. variação	12,9	14,5

Com a obtenção destes resultados foram calculados os valores relativos ao quantil de 5 % e o intervalo que contém 68,3 % dos resultados, correspondente a 1 desvio-padrão (1s).

TABELA 5.18 - COEFICIENTES CARACTERÍSTICOS - ANÁLISE CONJUNTA

Parâmetro	f_{mcp}/f_{mtt}	f_{ckcp}/f_{cktt}
Valor característico	1,50	1,71
Limite inferior (1s)	1,08	1,18
Limite superior (1s)	1,40	1,58

As áreas da distribuição normal correspondentes aos valores 1,3; 1,4 e 1,5, estão apresentados a seguir.

TABELA 5.19 - ÁREAS DA CURVA NORMAL PARA OS COEFICIENTES f_m/f_t - ANÁLISE CONJUNTA.

Coeficientes	Área percentual da curva normal	
	f_{mcp}/f_{mtt}	f_{ckcp}/f_{cktt}
fm/ft1,3	64,2	34,5
fm/ft1,4	84,1	54,0
fm/ft1,5	94,8	72,6

Analisando-se a Tabela 5.18, pode ser afirmado que o valor máximo do coeficiente de minoração do concreto (1,5), prescrito pela normalização brasileira¹¹, é coincidente ao coeficiente característico f_{mcp}/f_{mtt} .

Em relação ao coeficiente f_m/f_t , relativo às resistências estimadas, pode-se afirmar que o valor máximo citado pela NBR 6118 tem probabilidade de ser superado em 27 % dos casos, conforme indica a Tabela 5.19.

5.3 Correlações entre corpos-de-prova moldados e testemunhos

Embora não fosse objetivo principal do estudo, tendo em vista a grande quantidade de dados disponíveis, foi verificada a possibilidade do estabelecimento de correlações entre a resistência obtida em corpos-de-prova moldados e testemunhos. Estas análises tem por objetivo estabelecer relações entre estas duas variáveis que, quando válidas, podem, em casos de não atendimento das

resistências de projeto, possibilitar a estimativa de valores da resistência do concreto aplicado na estrutura, sem a necessidade de ensaios complementares, ou pelo menos reduzindo o número de ensaios.

A análise foi realizada para um nível de confiança de 95 % e indicou as correlações apresentadas na Tabela 5.20.

Legenda:

- $f_{mcpttbr}$ - correlação entre a resistência em corpos-de-prova moldados e testemunhos em Brasília;
- $f_{mcpttbr}$ - correlação entre a resistência característica estimada em corpos-de-prova moldados e testemunhos em Brasília;
- $f_{mcpttpa}$ - correlação entre a resistência em corpos-de-prova moldados e testemunhos em Porto Alegre;
- $f_{mcpttpa}$ - correlação entre a resistência característica estimada em corpos-de-prova moldados e testemunhos em Porto Alegre;

TABELA 5.20 - CORRELAÇÕES ENTRE A RESISTÊNCIA DE CORPOS-DE-PROVA MOLDADOS E TESTEMUNHOS

Relação	Equação	Coef. de Correlação "R"
fmcpttbr	$Y = -1,44 + 0,86.X$	0,74
fkcpttbr	$Y = -0,56 + 0,72.X$	0,71
fmcpttpa	$Y = 5,57 + 0,61.X$	0,43
fkcpttpa	$Y = 4,95 + 0,54.X$	0,45

Pela análise dos coeficientes de correlação obtidos, é possível afirmar que, para os ensaios em Brasília, a equação resultante fornece razoáveis estimativas da resistência do concreto na estrutura, quer seja para valores médios ou característicos estimados, a partir de corpos-de-prova moldados. Ainda em relação às curvas obtidas em Brasília, verificou-se, através de aplicação de teste de hipótese à cerca da inclinação da reta, que ambas apresentam boa relação entre as variáveis, estando as curvas obtidas apresentadas nas Figuras 5.11 e 5.12, a seguir. Nas figuras, além da reta representativa, estão apresentados os intervalos de confiança relativos à média e estimativas de valores individuais.

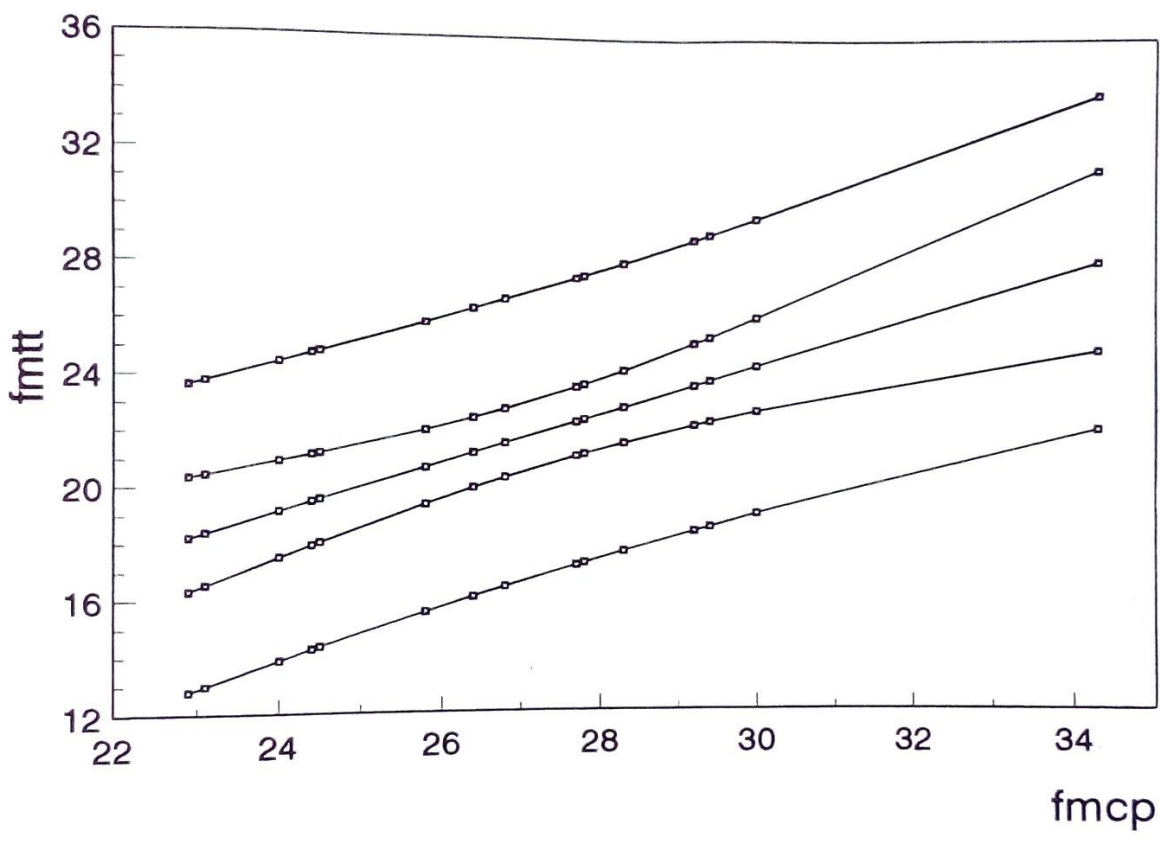


Figura 5.11 - Correlação f_{mcp} X f_{mtt} (Brasília).

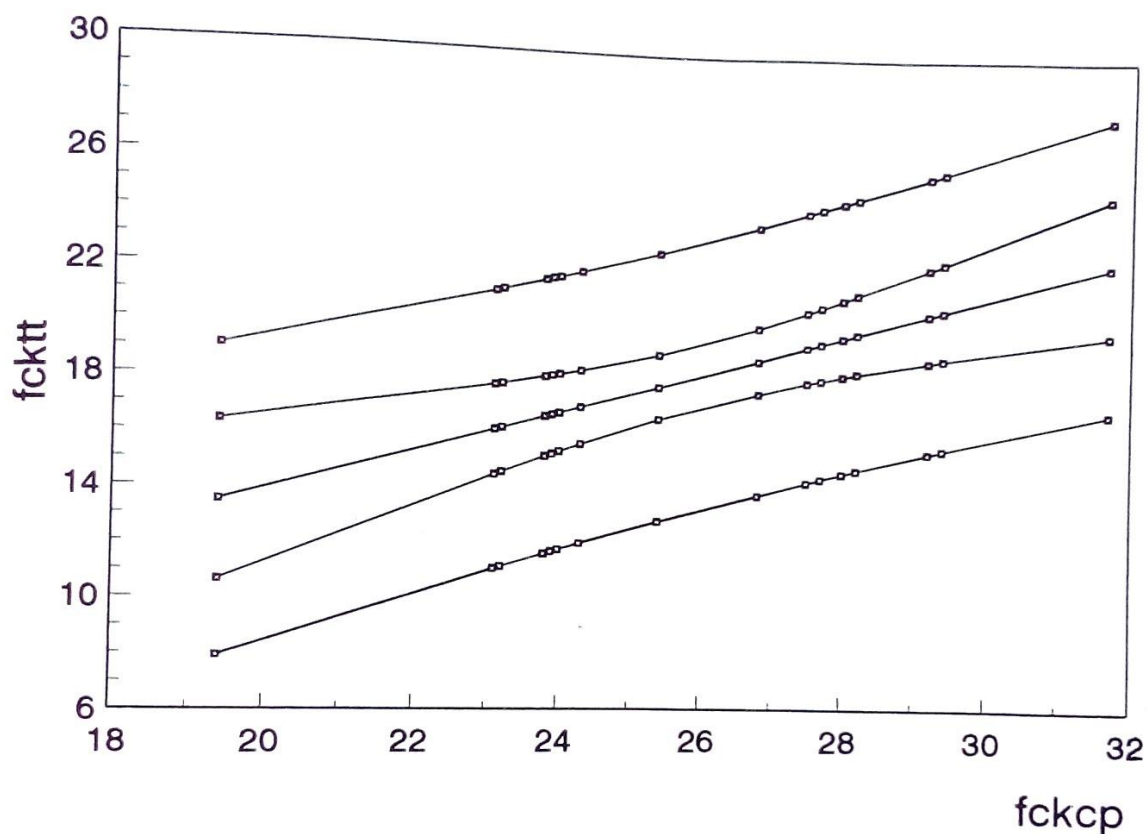


Figura 5.12 - Correlação f_{ckcp} X f_{cktt} (Brasília).

Em relação aos ensaios em Porto Alegre, não foi possível estabelecer valores razoáveis para o coeficiente de correlação, além de não haver sido constatado, através de testes de hipóteses, uma relação válida entre as variáveis. As curvas obtidas estão apresentadas nas Figuras 5.13 e 5.14, a seguir.

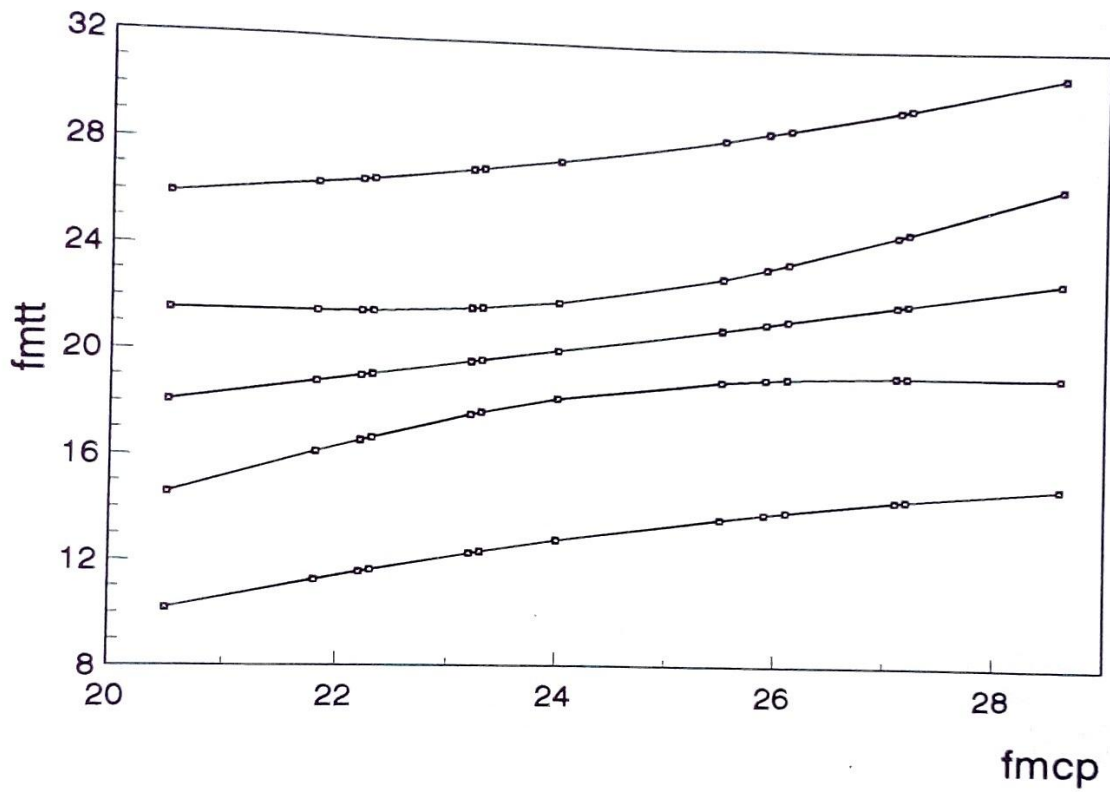


Figura 5.13 - Correlação f_{mcp} X f_{mtt} (Porto Alegre).

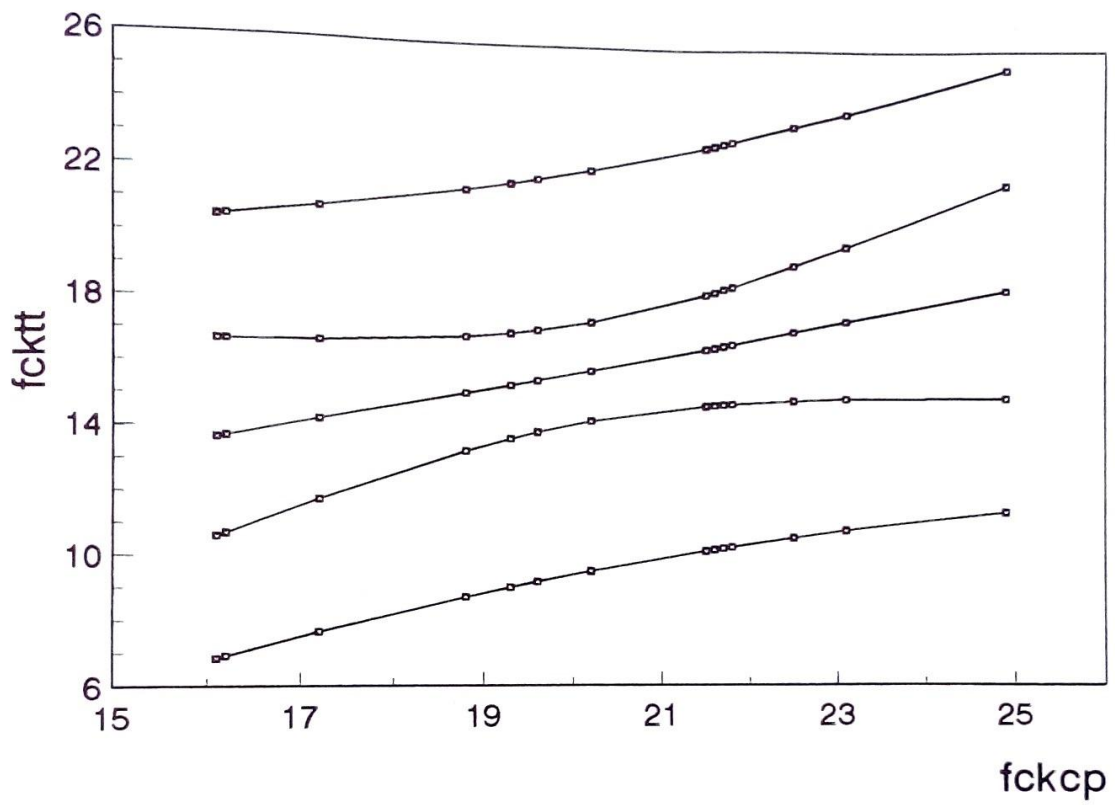


Figura 5.14 - Correlação f_{ckcp} X f_{cktt} (Porto Alegre).

6 CONCLUSÕES

6.1 Comentários finais

A partir dos resultados dos ensaios realizados e das considerações estabelecidas nos capítulos anteriores, podem ser destacadas as principais conclusões para o estudo realizado.

A avaliação da resistência do concreto em estruturas acabadas através do processo de extrações de testemunhos mostrou-se válida, já que na maior parte dos lotes analisados a variabilidade observada era compatível com aquela encontrada em corpos-de-prova moldados, mostrando com isto que as variações eram devidas ao concreto produzido e não ao método de ensaio.

A realização de extrações em pilares e lajes, permite afirmar, a partir da análise dos componentes de variação, que nestes últimos componentes estruturais torna-se mais significativa a variabilidade dentro dos lotes. Este fato indica um aumento da importância das variáveis de ensaio, relacionadas no Capítulo 3, passíveis de influenciar os resultados.

Como objetivo principal desta tese foi estabelecida a quantificação da diferença existente entre as resistências potencial e efetiva do concreto. Para esta determinação foi

definido o coeficiente f_m/f_t , obtido através da razão entre as resistências obtidas em corpos-de-prova moldados (f_m) e em testemunhos (f_t). Este coeficiente foi determinado em relação às resistências médias (f_{mcp}/f_{mtt}) e características estimadas (f_{ckcp}/f_{cktt}).

A análise dos resultados mostra que o coeficiente f_m/f_t , relativo às resistências médias, seja para os corpos-de-prova moldados, seja para os testemunhos, é sempre menor do que o obtido para as resistências características estimadas. Acredita-se que este fato seja devido a própria definição de resistência característica estimada, já que esta engloba em seu valor a média e a dispersão dos resultados, sendo sua determinação é feita através da utilização de procedimentos estatísticos, denominados estimadores, que levam em conta fatores como o desvio-padrão e tamanho da amostra. Estes procedimentos visam reduzir a probabilidade de aceitação de concretos de resistência estimada inferior à de projeto, bem como a probabilidade de rejeição de concretos considerados satisfatórios.

Considerando o objetivo principal deste tese, parece ser mais significativa a adoção dos valores relativos às resistências médias, já que estes traduzem de forma mais isenta a variabilidade das distribuições.

A partir desta consideração pode-se afirmar que a diferença entre as resistências médias potencial e efetiva, expressa pelo coeficiente f_{mcp}/f_{mtt} , apresentou os valores 1,26, 1,22

e 1,24, respectivamente para os ensaios realizados em Brasília, Porto Alegre e análise conjunta das duas cidades, podendo este último ser considerado como resultado final do estudo.

Conforme citado no Capítulo 2, o coeficiente de minoração do concreto (γ_c) é constituído por 3 parcelas (γ_{c1} , γ_{c2} , γ_{c3}), sendo as duas primeiras relacionados à resistência do concreto. A primeira parcela considera a existência de desvios desfavoráveis nas resistências do concreto, não observadas durante o estudo estatístico para a definição da resistência característica à compressão do concreto. O γ_{c2} está relacionado à diferença existente entre a resistência do concreto em corpos-de-prova padrão (potencial) e aquela realmente existente na estrutura (efetiva), sendo estes coeficientes (γ_{c1} e γ_{c2}), segundo o CEB³⁸, definidos estatisticamente. O CEB estabelece as seguintes parcelas componentes:

$$\gamma_c = 1,07 \text{ a } 1,32 (\gamma_{c1}) \times 1,10 (\gamma_{c2}) \times 1,10 (\gamma_{c3}),$$

O valor encontrado para o coeficiente f_m/f_t (1,24) corresponde, a princípio, à parcela γ_{c2} , sendo superior ao estabelecido pelo CEB. Esta consideração deve ser avaliada com restrições, já que segundo o mesmo CEB, os valores das parcelas γ_{c1} e γ_{c2} são determinadas estatisticamente, entretanto estudos com este objetivo praticamente inexistem. O que se pretende com esta ressalva é destacar que a parcela γ_{c1} é estabelecida baseada na suposição de estudos estatísticos que definam a resistência

característica de projeto f_{ck} , o que não corresponde a realidade, pelo menos no momento, sendo que no caso de estruturas de concreto, o f_{ck} é livremente arbitrado pelo projetista. Parece mais lógico adotar um valor maior para a parcela que depende realmente da variabilidade da resistência do concreto, adotando-se para a primeira parcela um valor menor, da mesma forma que adotado para o aço.

Tendo em vista que os ensaios foram realizados em condições reais de execução de estruturas, ou seja, os resultados obtidos sofreram influência de diversas variáveis, inerentes ao processo construtivo (processo de mistura, variabilidade do teor de umidade dos agregados, quantidade de água adicionada, condições de lançamento, adensamento e cura, etc), pode ser estabelecida a hipótese do valor obtido para o coeficiente f_m/f_t representar o produto $\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}$.

Constatou-se que, em todos os casos, os coeficientes f_m/f_t obtidos em Brasília foram superiores aos obtidos em Porto Alegre. Esta diferença pode ser devida principalmente às condições climáticas, já que o clima seco característico da região, ao contrário de Porto Alegre, favorece a perda da água de hidratação do concreto, contribuindo assim para a diminuição da resistência do concreto na estrutura.

Considerando as diferentes condições de produção do concreto, existentes entre as duas cidades, verificou-se


não existirem diferenças significativas no coeficiente f_m/f_t .

Em relação a tentativa de estabelecer modelos para as relações entre as resistências em corpos-de-prova moldados e testemunhos, pode ser considerado que, para pilares é possível estabelecer correlações, enquanto em relação às lajes, caso de Porto Alegre, provavelmente devido a maior variabilidade interna aos ensaios, tais correlações não foram válidas.

Deve ser salientado que as condições adotadas pela empresa executora das estruturas ensaiadas são, em geral, melhores que o usual do meio brasileiro, já que adota um programa de garantia da qualidade, desenvolvido através de convênios com universidades e instituições de pesquisa. Apesar de em alguns casos o f_{ck} de projeto não ter sido atingido, verifica-se que os desvios-padrão dos diversos lotes, em sua maior parte, são menores que 4,0 MPa, inferiores portanto, ao valor recomendado (7,0 MPa) pela NBR 12655²¹, para concretos nas mesmas condições (dosados em volume e produzidos em obra). Este valor também é inferior ao proposto por HELENE⁵⁶ (5,5 MPa) para modificação da norma citada. O fato da resistência de projeto não ser atingida, em alguns casos, pode ser atribuído a fatores como falhas no procedimento de dosagem, variação da resistência do cimento, etc. Tendo em vista este fato, o resultado obtido pode apresentar diferenças se extrapolado ao universo de obras executadas.

6.2 TRANSFERÊNCIA DOS RESULTADOS AO MEIO

Como pontos importantes para transferência ao meio técnico podemos destacar os subsídios para a normalização brasileira relacionadas às estruturas de concreto, tais como NBR 8681²⁰ (Ações e segurança nas estruturas) e NBR 6118¹¹ (Projeto e execução de obras de concreto armado), bem como a NBR 7680¹⁸ (Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de concreto).

Esta última estabelece que os resultados de resistência à compressão, podem ser aumentados em 10 % ou 15 %, conforme o número de testemunhos extraídos. Esta consideração, é justificada pela citada norma devido a grande correlação existente entre os testemunhos e a estrutura, maior que para os corpos-de-prova moldados. A partir dos resultados obtidos, pode ser sugerido o aumento deste percentual, para um valor aproximado a 20 %, independentemente do número de  testemunhos extraídos.

Parte dos resultados desta tese estão sendo repassados à indústria da construção civil, através de convênio firmado entre a empresa executora e a Escola Politécnica da USP para desenvolvimento de metodologia para a produção e controle de qualidade de estruturas de concreto armado.

Deve ser destacada também, a possibilidade de correlação entre corpos-de-prova moldados e testemunhos, através de modelos ajustados, devendo entretanto, ser avaliada previamente a validade do modelo.

6.3 PROPOSTAS PARA CONTINUIDADE DOS ESTUDOS

Para continuidade deste estudo podem ser sugeridos os seguintes temas:

- determinação da influência da consideração de uma parcela única, englobando γ_{c1} e γ_{c2} , igual a 1,25 na segurança das estruturas, enquanto não existem estudos estatísticos para a definição da resistência característica de projeto;
- estudos estatísticos à cerca da resistência do concreto com objetivo de melhor definição do γ_{c1} ;
- estudo com objetivo específico do estabelecimento de correlações entre a resistência potencial e efetiva através de modelos estatísticos, estabelecendo previamente classes de resistência, elementos estruturais e condições de produção.

BIBLIOGRAFIA CITADA

1. ALBA, F.H. **La estimation in situ de la resistencia del hormigon endurecido.** Barcelona, 1989. 662p. Tesis Doctoral. Escuela Tecnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales e Puertos, Universidad Politecnica de Cataluña. v.1.
2. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building code requirements for reinforced concrete:** ACI 318. Detroit, 1989.
3. _____. **In-place methods for determination of strength of concrete:** ACI 228 Committee Report. **ACI Materials Journal**, Detroit, ACI, v.85, n.5, p.446-471, sept/oct. 1988.
4. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Obtaining and testing drilled cores and sawed beams of concrete:** ASTM C 42-90, Philadelphia, 1990
5. _____. **Penetration resistance of hardened concrete:** ASTM C 308-82, Philadelphia, 1982.
6. _____. **Standard test method for pullout strength of hardened concrete:** ASTM C 900-87, Philadelphia, 1987.
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Norma para cálculo e execução de obras de concreto armado.** Rio de Janeiro, ABNT, 1940. NB-1.
8. _____. **Norma para cálculo e execução de obras de concreto armado.** Rio de Janeiro, ABNT, 1943. NB-1.
9. _____. **Norma para cálculo e execução de obras de concreto armado.** Rio de Janeiro, ABNT, 1950. NB-1.
10. _____. **Norma para cálculo e execução de obras de concreto armado.** Rio de Janeiro, ABNT, 1960. NB-1.
11. _____. **Projeto e execução de obras de concreto armado.** Rio de Janeiro, ABNT, 1978. NB-1/NBR 6118.

12. _____. **Barras laminadas de aço comum para concreto (classe CA).** Rio de Janeiro, ABNT, 1939. EB-3.
13. _____. **Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado.** Rio de Janeiro, ABNT, 1985. EB-3/NBR 7480.
14. _____. **Moldagem e cura de corpos-de-prova de concreto cilíndricos ou prismáticos.** Rio de Janeiro, ABNT, 1983. NBR 5738.
15. _____. **Ensaio a compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto.** Rio de Janeiro, ABNT, 1974. NBR 5739.
16. _____. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.** Rio de Janeiro, ABNT, 1980. NBR 6120.
17. _____. **Concreto endurecido - avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão.** Rio de Janeiro, ABNT, 1982. NBR 7584.
18. _____. **Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto.** Rio de Janeiro, ABNT, 1981. NBR 7680.
19. _____. **Concreto endurecido - determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica.** Rio de Janeiro, ABNT, 1984. NBR 8802.
20. _____. **Ações e segurança nas estruturas.** Rio de Janeiro, ABNT, 1984. NBR 8681.
21. _____. **Preparo, controle e recebimento de concreto.** Rio de Janeiro, ABNT, 1992. NBR 12655.
22. BALACA, A.P.; TORROJA, E.M. **La determinacion del coeficiente de seguridad en las distintas obras.** Madrid, Instituto Tecnico de la Construcción y del Cemento, 1953.
23. BELLANDER, U. **Concrete strength in finished structures: destructive methods, relationships and reasonable criteria.** In: RILEM QUALITY CONTROL OF CONCRETE STRUCTURES, Estocolmo, **Anais.** 1979.

24. BENJAMIN, J.R. & CORNELL, C.A. **Probability, statistics and decision for civil engineers.** New York, McGraw-Hill, 1970.
25. BLOCKLEY, D. **The nature of structural design and safety.** West Sussex, Ellis Horwood, 1980. (series in Engineering Science).
26. BLOEM, D.L. Concrete strength measurements: cores versus cylinders. **Proceedings**, Philadelphia, ASTM, v.65, p.668-696, 1965.
27. _____. Concrete strength in structures. **Journal of the American Concrete Institute**, Detroit, ACI, v.65, n.3, p.176-187, mar. 1968.
28. BORGES, J.F. **Evolution and implementation of safety concepts.** Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, aug. 1975 (Politecnico di Milano, Corso sulla "Sicurezza delle structure").
29. _____. **Structural safety.** 2.ed. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1971. (Course 101).
30. BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **Structural use of concrete part 1: code of practice for design and construction: BSI 1881.** London, 1989.
31. _____. **Method for determination of the compressive strength of concrete cores: BS 1881, part 120.** London, 1983.
32. CALAVERA, J.R. Probetas tomadas a salida de hormigonera. **Informes de la Construcción del Instituto Eduardo Torroja de Construcción y del Cemento**, IETCC, Madrid, n.275, p.89-94, nov. 1975.
33. CARNEIRO, F.L.B. Origens e evolução das normas de concreto armado e protendido no Brasil. In: **A ENGENHARIA ESTRUTURAL SULAMERICANA NA DÉCADA DOS 80**, Montevideo, 86. **Anais.** Montevideo, Direccion General de Extension Universitaria, 1986. v.2, p.295-305.
34. _____. Os coeficientes de segurança e as tensões admissíveis em peças de concreto simples e armado. In: **SYMPOSIUM DE ESTRUTURAS**, Rio de Janeiro, 1944. **Anais.** Rio de Janeiro, INT, 1945. p.83-126.

35. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **Recommandations internationales CEB-FIP-1970 pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton: version française définitive, avec introduction des notations nouvelles.** Paris, CEB, Bulletin d'Information 84, 1972.
36. _____. **Joint ACI/CEB symposium concrete design: US and european practices.** Philadelphia, 1976. CEB, Bulletin d'Information 113, 1976.
37. _____. **International system of unified standard codes of practice for structures: CEB-FIP model code for concrete structures.** Paris, CEB, Bulletin d'Information 125, 1978.
38. _____. **Manuel "Sécurité des structures": 1ère partie.** Paris, CEB, Bulletin d'Information 127, 1978.
39. _____. **Manuel "Sécurité des structures": 2ème partie.** Paris, CEB, Bulletin d'Information 128, 1978.
40. _____. **Contribution to the conference on trial and comparison calculations based on the CEB-FIP model code for concrete structures.** Paris, CEB, Bulletin d'Information 129, 1978.
41. _____. **CEB-FIP model code 1990: final draft.** Lausanne, CEB, Bulletin d'Information 203, July 1991.
42. CONCRETE SOCIETY. **Concrete core testing for strength.** London, Concrete Society, 1976. Technical report 11.
43. CORRALES, J.M.A. **Teorias probabilistas de seguridad: algunos resultados del autor.** Madrid, Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento. Madrid, IETCC, Monografía 306, 56p, nov. 1972.
44. CORREA, M.R. & RAMALHO, M.A. **Considerações sobre a evolução dos esforços solicitantes nas estruturas de concreto armado.** In: SEMINÁRIO DE DOSAGEM E CONTROLE DOS CONCRETOS ESTRUTURAIS, Porto Alegre, 1993. **Anais.** Brasília, ENCOL, 1993. p.22-50.

45. COSTA, F.V. Notions de probabilité dans l'étude de la sécurité des constructions. In: 3ÈME CONGRÈS DE L'ASSOCIATION INTERNATIONALE DES PONTS ET CHARPENTES, Liège, 1948. **Rapport Final**. p.641-650.
46. FRANÇA, R.L.S.; STUCCHI, F.R. NB-1/93: um panorama geral. In: III SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, São Paulo, 1993. **Anais**. São Paulo, EPUSP, 1993. p.23-36.
47. FUSCO, P.B. A calibração das normas estruturais. In: III SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, São Paulo, 1993. **Anais**. São Paulo, EPUSP, 1993. p.127-134.
48. GONÇALVES, A.F. **Resistencia do betão nas estruturas**. Lisboa, 1987. 369p. Tese (Pesquisador) - Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
49. HAMASSAKI, L.T. Ensaaios não-destrutivos: um diagnóstico completo. **Téchne**, São Paulo, PINI, n.6, p.30-33, set./out. 1993.
50. HELENE, P.R.L. **Controle de qualidade do concreto**. São Paulo, 1980. 129p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
51. _____. Avaliação da resistência à compressão de estruturas através de testemunhos cilíndricos de concreto. In: III SIMPÓSIO SOBRE NORMALIZAÇÃO DE CIMENTO CONCRETO E AGREGADOS, São Paulo, 1984. **Anais**. São Paulo, ABNT/CB-18, 1984.
52. _____. **Contribuição ao estabelecimento de parâmetros para dosagem e controle dos concretos de cimento Portland**. São Paulo, 1987. 278p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
53. _____. Vida útil de estruturas de concreto armado sob o ponto de vista da corrosão da armadura. In: SEMINÁRIO DE DOSAGEM E CONTROLE DOS CONCRETOS ESTRUTURAS, **Anais**, Brasília, ENCOL S/A, Anais, 1993.
54. _____. A resistência do concreto sob carga mantida e a idade de estimativa da resistência característica. In: III SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, São Paulo, 1993. **Anais**. São Paulo, EPUSP, 1993. p.271-282.

55. HELENE, P.R.L. & REPETTE, W.L. Metodologia e recursos para a avaliação de estrutura de concreto. In: SIMPÓSIO SOBRE PATOLOGIA DAS EDIFICAÇÕES: prevenção e recuperação, Porto Alegre, 1989. **Anais**. Porto Alegre, UFRGS/CPEGC, 1989.
56. HELENE, P. & TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. São Paulo, PINI, 1993.
57. HERRERA, A. Discussion of the paper authored by V. M. Malhotra - Concrete Strength Requirements: cores versus in situ evaluation. **Journal of the American Concrete Institute**, Detroit, ACI, v.74, n.10, p.522-523, oct. 1977.
58. INSTITUTO EDUARDO TORROJA. **Recommandaciones prácticas unificadas para el cálculo y ejecución de las obras de hormigón armado**: edición del Instituto Eduardo Torroja. trad. A.G. Meseguer. Madrid, IETcc, 1964. (tradução do original francês, CEB Bulletin 39).
59. JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Standard specification for design and construction of concrete structures**. Tokyo, 1986. 2v.
60. KASAI, Y.; MATUI, I. Studies on concrete strength of structure in Japan. In: SYMPOSIUM ON QUALITY CONTROL OF CONCRETE STRUCTURES, Stockholm, 1979. **Proceedings**, 1979. p.89-96.
61. KEILLER, A.P. An investigation of the effects of test procedure and curing history on the measured strength of concrete. American Concrete Institute. In situ nondestructive testing of concrete. Detroit. ACI, (1984) SP 82. 441-458.
62. KRIVIAK, G.J. & SCANLON, A. Estimation of compressive strength of concrete in existing structures based on in situ test data. **ACI Structural Journal**, Detroit, ACI, v.84, n.3, p.235-245, may-june 1987.
63. LINIERS, A.D. Análisis de la influencia de algunas variables en la extracción y ensayo a compresión de probetas-testigo de hormigón. **Informes de la Construcción del Instituto Eduardo Torroja**. Madrid, ITCCET, n.266, p.65-78, 1974.

64. MACGREGOR, J.G. Load and resistance factors for concrete design. **Journal of the American Concrete Institute**, Detroit, ACI, v.80, n.4, p.279-287. july-aug. 1983.
65. MALHOTRA, V.M. Testing hardened concrete: non-destructive methods. **American Concrete Institute**, Detroit, ACI, Monograph 9, 204p, 1976.
66. —. Strength requirements: cores versus in situ evaluation. **Journal of the American Concrete Institute**, Detroit, ACI, v.74, n.4, p.163-172, ap. 1977.
67. MEININGER, R.C. et alli. Concrete core strength: the effect of the length to diameter ratio. **Journal of Testing and Evaluation**, Philadelphia, ASTM, v.5, n.3, p.147-153, may 1977.
68. MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO **Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado**: EH-88. Madrid, MOPU, 1988.
69. MODESTO, L.M. **Cálculo de concreto armado segundo a NB-1/76 e o CEB/72**. São Paulo, Edgard Blucher, 1977. v.1.
70. MONTGOMERY, D.C. **Design and analysis of experiments**. New York, John Wiley & Sons, 191, 3rd ed.
71. MUNDAY, J.G.L.; DHIR, R.K. Assessment of in situ concrete quality by core testing. In: MALHOTRA, V.M. **In situ nondestructive testing**. Detroit, ACI, 1984. p393-410. (SP-82)
72. MURPHY, W.E. The interpretation of tests on the strenght of concrete in structures. In: MALHOTRA, V.M. **In situ nondestructive testing of concrete**. Detroit, ACI, 1984. p.377-392. (SP-82)
73. NANNI, L.F. **Probabilidade e estatística**. Porto Alegre, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, 1986. (Caderno Técnico nº 30).
74. NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**. Trad. de Salvador Giammusso. São Paulo, Pini, 1982.

75. ORTIZ, J.L.R.; DIAZ, J.M.B. Aportación en torno a la valoración de la calidad resistente del hormigón de estructuras por medio de probetas testigo extraídas por corte. **Informes de la Construcción del Instituto Eduardo Torroja**. Madrid, ITCCT, n.255, p.75-91, nov. 1973.
76. PETERSONS, N. Recommendations for estimation of quality of concrete in finished structures. **Materiaux et constructions: essais et recherches**. Paris, RILEM, v.4, n.24, p.379-397, 1971.
77. RANDALL JR., F.A. Historical notes on structural safety. **Journal of the American Concrete Institute**, Detroit, ACI, v.70, n.10, p.669-79, oct. 1973.
78. REESE, R.C. Safety requirements in structural design and ACI 318/71. **Journal of the American Concrete Institute**, Detroit, ACI, v.70, n.3, p.190-198, mar. 1973.
79. REPETTE, W.L. **Contribuição à inspeção e avaliação da segurança de estruturas de concreto armado**. Porto Alegre, 1991. 169p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade federal do Rio Grande do Sul.
80. SATLER, M.A. **Dias climáticos típicos para o projeto térmico de edificações em Porto Alegre**. Porto Alegre, CIENTEC, 1989. (Boletim técnico 9).
81. SOUZA, S.A. **Ensaio mecânicos de materiais metálicos**. São Paulo, Editora Edgard Blücher, 1974.
82. SWAMY, R.N.; AL-HAMED, A.H. Evaluation of small diameter core tests to determine in situ strength of concrete. **American Concrete Institute**. In situ nondestructive testing of concrete. Detroit. ACI, (1984) SP 82. 411-440.
83. TIMOSHENKO, S.P. **History of strength of materials**. New York, McGraw-Hill, 1953.
84. VASCONCELOS, A.C. **Análise de estrutura acabada**. São Paulo, SINDUSCON/SP, Boletim de práticas de construção, out. 1988.

85. VIEIRA, D.P. O método brasileiro de penetração de pinos. In: XIX JORNADAS SULAMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, Santiago, 1978. s.n.t, n.p.
86. WOLLE, C.M. et al. Avaliação de características do concreto por ensaios de ultra-som. In: JORNADAS SULAMERICANA DE ENGENHARIA ESTRUTURAL. Porto Alegre, 71. **Anais.** Porto Alegre, UFRGS, 1971. v.1, p.479-505.
87. ZAGOTTIS, D.L. **Pontes e grandes estruturas:** introdução da segurança no projeto. São Paulo, EPUSP, 1974.
88. ZALESOV, A.S. Methods of design for reinforced concrete structures used in USSR. **Journal of the American Concrete Institute**, Detroit, ACI, v.70, n.10, p.682-686, Oct. 1978.

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

1. BENJAMIN, J.R. & LIND, N.C. A probabilistic basis for a deterministic code. **Journal of the American Concrete Institute**, Detroit, ACI, v.66, n.11, p.857-865, nov. 1969.
2. BLOEM, D.L.; GAYNOR, R.D. Factors affecting the homogeneity of ready-mixed concrete. **Journal of the American Concrete Institute**, Detroit, ACI, v.68, n.7, p.521-525, july 1971.
3. BORGES, J.F.. **Structural concrete fundamentals**. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, mar. 1973. (CEB International Course on Structural Concrete: Specialized Course C6)
4. BORGES, J.F.; CASTANHETA, M. **Generalized theory of structural safety**. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1973. (CEB International Course on Structural Concrete).
5. BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Guide for assessment of concrete strength in existing structures: BS 6089. London, 1981.
6. CALAVERA, J.R. La influencia de las variaciones resistentes de los materiales y de las variaciones dimensionales de las piezas de hormigon armado sobre su capacidade resistente. Madrid, Instituto Eduardo Torroja de Construcción y del Cemento, Monografia 324, 1975.
7. CEB/CIB/FIP/RILEM COMMITTEE. Recommended principles for the control of quality and judgement of acceptability of concrete. **Materiaux et Constructions: essais et recherches**. Paris, RILEM, v.8, n.47, p.387-403, sept./oct. 1975.
8. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **International system of unified standard codes of practice for structures**: common unified rules for different types of construction and material. Paris, CEB, Bulletin d'Information 124, 1978.

9. —. **General principles on reliability for structures: a commentary on ISO 2394.** Lausanne, CEB, Bulletin d'Information 191, juil. 1988.
10. CONSTRUCTION INDUSTRY RESEARCH AND INFORMATION ASSOCIATION. **Rationalisation of safety and serviceability factors in structural codes.** London, CIRIA, Report 63, 1977.
11. —. **Structural codes rationalisation.** London, CIRIA, 1977.
12. CORNELL, C.A. A Probability-based structural code. **Journal of American Concrete Institute**, Detroit, ACI, v.66, n.12, p.974-985, dec. 1969.
13. DOUMA, A. et al. Avoiding gross errors in concept, planning, design, and detailing of structures. **Journal of the American Concrete Institute**, Detroit, ACI, v.70, n.10, p.687-690, oct. 1973.
14. ELVERY, R.H. Estimating strength of concrete in structures. **Concrete**, London, Concrete Society, v.7, n.11, p.49-51, nov.1973.
15. FAVA, A.S.C. Determinacion de las características de los materiales de las estructuras de hormigon. In: Estimación de confiabilidad de estructuras civiles existentes. s.l., s.ed., p.83-126. ago. 1984.
16. FUSCO, P.B. **Estruturas de concreto armado: fundamentos do projeto estrutural.** São Paulo, McGraw-Hill do Brasil/EDUSP, 1976, v.1.
17. —. **Estruturas de concreto armado: fundamentos estatísticos da segurança das estruturas.** São Paulo, McGraw-Hill do Brasil/EDUSP, 1977, v.2.
18. GONZALEZ VALLE, E. Criterios para la evaluacion de la seguridad en estructuras construidas. In: I SIMPÓSIO INTERNACIONAL SOBRE A GARANTIA DA QUALIDADE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO, São Paulo, 1990. **Anais.** São Paulo, EPUSP, 1990. p.205-19.

19. GORDON, C. et al. Avoiding gross errors in concrete construction. **Journal of the American Concrete Institute**, Detroit, ACI, v.72, n.11, p.638-646, nov. 1975.
20. HART, G.C. **Uncertainty analysis, loads and safety in structural engineering**. Englewoods Cliffs, N.J., Prentice-Hall, 1982.
21. KESLER, C.E. Effect of length to diameter ratio on compressive strength of concrete: an ASTM cooperative investigation. **Proceedings**, Philadelphia, ASTM, n.59, p.1216-1229, 1959.
22. KOPF, R.J. & alli. In situ strength evaluation of concrete: cases, histories and laboratory. **Concrete International**, Detroit, ACI, v.3, n.3, mar. 1981.
23. MASCARENHAS, A.T. Segurança estrutural e cálculo de betão armado: aleatoriedade e caracterização probabilística dos estados limites últimos em elementos estruturais. Lisboa. **Laboratório Nacional de Engenharia Civil**, Memória 527, 1980.
24. MATHER, B.; TYNES, W.D. Investigation of compressive strength of molded cylinder and drilled cores of concrete. **Journal of the American Concrete Institute**, Detroit, ACI, v.57, n.7, p.767-778, jan. 1961.
25. MAYNARD, D.P.; DAVIS, S.G. The strength of in situ concrete. **The Structural Engineer**, London, The Institution of Structural Engineers, v.52, n.10, p.369-74, oct. 1974.
26. NOWAK, A.S. Effect of human error on structural safety. **Journal of the American Concrete Institute**, Detroit, ACI, v.76, n.9, p.959-972, sept. 1979.
27. PETERSONS, N. Should standard cube test specimens be replaced by testes specimens taken from structures. **Materiaux et constructions: essais et recherches**. Paris, RILEM, v.1, n.5, p.425-436, sept./oct. 1968.
28. PUGSLEY, A. **The safety of structures**. London, Edward Arnold, 1966.

29. REESE, R.C. et al. Probabilistic approach to structural safety: forum sponsored by committee 114 and 348. **Journal of the American Concrete Institute**, Detroit, ACI, v.73 , n.1, p.37-49, jan. 1976.
30. SEXSMITH, R.G; NELSON, M.F. Limitations in application of probabilistic concepts. **Journal of American Concrete Institute**, Detroit, ACI, v.66, n.10, p.823-8828, oct. 1969.
31. SHAH, H.C. The rational probabilistic code format. **Journal of the American Concrete Institute**, Detroit, ACI, v.66, n.9, p.690-697, sept.1969.
32. SHAH, H.C.; SEXSMITH, R.G. A probabilistic basis for the ACI code. **Journal of the American Concrete Institute**, Detroit, ACI, v.74, n.12, p.610-611, dec. 1977.
33. SZYPULA, A.; GROSSMAN, J.A. Cylinder vs. core strength. **Concrete International**, Detroit, ACI, v.12, n.2, p.55-61, feb. 1990.
34. TOBIO, J.M. Resistencia del hormigón en estructuras terminadas. **Informes de la Construcción del Instituto Eduardo Torroja**. Madrid, ITCET, n.203, p.57-74, 1968.
35. TSO, W.K; ZELMAN, . Concrete strenght variation in actual structures. **Journal of the American Concrete Institute**, Detroit, ACI, v.67, n.12, p.981-988, dec. 1970.
36. VAN LANGENDONCK, T. A noção de coeficiente de segurança e o cálculo do concreto armado no estágio III. Associação Brasileira de Cimento Portland. **Engenharia**, fev/abr. 23p., 1945. /Separata/

APÊNDICE A

Resultados de ensaios à compressão de corpos-de-prova
moldados e testemunhos.

As Tabelas, a seguir, apresentam os resultados parciais dos ensaios à compressão realizados em Brasília e Porto Alegre, estando apresentados os seguintes dados:

- Cidade onde foram realizados os ensaios;
- Nome do edifício;
- Número da obra;
- Número do lote;
- Parte da estrutura;
- Data de moldagem;
- Valores dos corpos-de-prova irmãos que constituem um exemplar, estando marcados com asterisco (*), os corpos-de-prova adotados para os cálculos das resistências característica estimada e média;
- Altura (h) dos testemunhos;
- Diâmetro (ϕ) dos testemunhos;
- Tensão de ruptura obtida no ensaio (f_c);
- Tensão corrigida devido a relação h/d ($f_{c,corr}$).

BRASÍLIA OBRA nº 1, Edif Porto Príncipe - Torre B
Lote 1: Pilares 5º pavimento. Moldagem 11/12/91

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	28,0*	1	124	75,4	24,5	23,3
	26,1					
2	30,3*	2	124	75,0	24,8	23,7
	29,5					
		3	122	75,1	26,2	24,9
		4	121	75,2	24,5	23,2
		5	118	74,6	24,8	23,4
		6	124	75,0	23,6	22,5

BRASÍLIA OBRA nº 1, Edif Porto Príncipe - Torre B
Lote 2: Pilares 6º pavimento. Moldagem 21/01/92

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	29,4*	1	120	76,9	30,1	28,3
	28,8					
2	29,4*	2	123	75,9	31,1	29,5
	28,9					
		3	122	75,8	31,1	29,5
		4	119	75,9	24,8	23,3
		5	125	75,7	25,7	24,5
		6	122	75,8	29,3	27,8

BRASÍLIA OBRA nº 2, Edif Porto Castelo - Torre B
Lote 1: Pilares 3º pavimento. Moldagem 26/12/91

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	27,4*	1	125	75,1	24,6	23,5
	26,3					
2	25,4*	2	128	75,1	25,4	24,4
	25,1					
		3	124	75,3	19,8	18,9
		4	124	75,5	27,7	26,4
		5	124	75,5	25,7	24,5
		6	126	75,3	24,9	23,8

BRASÍLIA OBRA nº 2, Edif. Porto Castelo - Torre B
Lote 2: Pilares 4º pavimento. Moldagem 13/01/92

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	31,7*	1	125	75,9	26,8	25,6
	31,6					
2	36,8*	2	124	75,8	30,4	29,0
	35,6					
		3	123	75,7	25,8	24,5
		4	126	76,1	26,9	25,7
		5	123	76,4	25,7	24,4
		6	126	76,0	28,4	27,2

BRASÍLIA OBRA nº 2, Edif. Porto Castelo - Torre B
 Lote 3: Pilares 5º pavimento. Moldagem 28/01/92

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f _c (MPa)	nº	h (mm)	φ (mm)	f _{c, ens} (MPa)	f _{c, corr} (MPa)
1	30,7*	1	128	75,6	24,3	23,3
	30,6					
2	29,2*	2	123	75,7	25,3	24,0
	29,0					
		3	122	75,8	26,5	25,1
		4	127	75,5	29,1	27,9
		5	126	75,6	26,5	25,4
		6	131	75,6	27,6	26,7

BRASÍLIA, OBRA nº 3; Edif. Costa Bella - Torre A
 Lote 1: Pilares 3º pavimento. Moldagem 24/01/92

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f _c (MPa)	nº	h (mm)	φ (mm)	f _{c, ens} (MPa)	f _{c, corr} (MPa)
1	29,8*	1	121	75,9	27,5	26,0
	28,7					
2	26,8*	2	121	75,6	27,2	25,8
	25,5					
		3	125	75,7	25,2	24,0
		4	122	75,7	26,3	24,9
		5	122	75,5	22,9	21,7
		6	123	75,7	22,1	21,0

BRASÍLIA, OBRA nº 3, Edif. Costa Bella - Torre A
Lote 2: Pilares 4º pavimento. Moldagem 18/02/92

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	28,2*	1	122	75,6	22,2	21,1
	27,8					
2	30,6*	2	120	75,6	23,8	22,5
	29,5					
		3	122	75,6	27,6	26,2
		4	124	75,6	23,6	22,5
		5	121	75,6	28,0	26,5
		6	122	75,2	25,7	24,4

BRASÍLIA, OBRA nº 3, Edif. Costa Bella - Torre A
Lote 3: Pilares 5º pavimento. Moldagem 09/03/92

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	24,4*	1	122	75,9	16,8	15,9
	23,3					
2	23,6	2	126	75,8	17,3	16,5
	24,3*					
		3	126	75,8	23,1	22,1
		4	122	75,8	22,8	21,6
		5	122	75,8	17,7	16,8
		6	121	75,7	17,8	16,8

BRASÍLIA, OBRA nº 4, Edif. Sudoeste Park						
Lote 1: Pilares 1º pavimento. Moldagem 20/02/92						
Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	26,8* 26,6	1	122	75,8	22,8	21,6
		2	122	75,4	25,8	24,5
		3	120	75,6	25,3	23,9
		4	121	75,5	24,8	23,5

BRASÍLIA, OBRA nº 4, Edif. Sudoeste Park						
Lote 2: Pilares 2º pavimento. Moldagem 05/03/92						
Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	27,7* 24,3	1	125	75,8	14,2	13,5
		2	122	75,6	21,0	19,9
		3	126	75,6	20,8	19,9
		4	124	75,6	21,0	20,0

BRASÍLIA, OBRA nº 4, Edif. Sudoeste Park						
Lote 3: Pilares cobertura. Moldagem 14/04/92						
Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	23,9 24,0*	1	123	75,8	17,3	16,4
		2	125	75,6	18,9	18,0
		3	126	75,7	17,3	16,5
		4	125	75,8	18,6	17,8

BRASÍLIA OBRA nº 5, Edif Porto Príncipe - Torre A
Lote 1: Pilares 3º pavimento. Moldagem 31/03/92

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	23,2*	1	120	75,6	18,3	17,3
	21,6					
2	22,6*	2	120	75,6	26,0	24,5
	21,7					
		3	124	75,6	22,1	21,0
		4	121	75,6	25,4	24,0
		5	123	75,7	21,4	20,3
		6	124	75,6	25,2	24,0

BRASÍLIA OBRA nº 5, Edif Porto Príncipe - Torre A
Lote 2: Pilares 4º pavimento. Moldagem 27/04/92

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	23,8*	1	122	75,9	15,9	15,1
	23,1					
2	25,2*	2	124	75,8	17,3	16,5
	21,6					
		3	119	75,7	17,4	16,4
		4	123	75,8	16,3	15,5
		5	124	75,8	18,6	17,7
		6	121	75,8	16,9	16,0

BRASÍLIA OBRA nº 5, Edif Porto Príncipe - Torre A
Lote 3: Pilares 5º paviment. Moldagem 05/05/92

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	27,5* 19,8	1	122	75,8	18,2	17,3
2	28,1* 26,1	2	127	75,8	18,0	17,3
		3	122	75,9	23,4	22,2
		4	123	75,8	22,6	21,4
		5	123	75,8	19,7	18,7
		6	121	75,8	19,4	18,4

BRASÍLIA, OBRA nº 6 Edif. Porto Castelo - Torre A
Lote 1: Pilares 1º paviment. Moldagem 27/03/92

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	23,9* 23,8	1	122	75,9	22,2	21,0
2	29,6* 29,3	2	124	75,8	23,1	22,0
		3	126	75,8	23,7	22,7
		4	126	75,9	24,2	23,1
		5	123	75,8	27,5	26,1
		6	124	75,6	23,7	22,6

BRASÍLIA, OBRA nº 6 Edif. Porto Castelo - Torre A
Lote 2: Pilares 2º paviment. Moldagem 13/04/92

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	19,4* 18,9	1	124	76,0	16,8	16,0
2	26,8* 24,9	2	124	75,9	16,4	15,6
		3	126	75,9	15,2	14,5
		4	124	76,0	18,9	18,0
		5	124	75,9	18,5	17,6
		6	124	76,0	18,0	17,1

BRASÍLIA, OBRA nº 6 Edif. Porto Castelo - Torre A
Lote 3: Pilares 3º pavimento. Moldagem 06/05/92

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	28,4* 28,3	1	123	75,9	25,2	23,9
2	23,1* 22,7	2	125	75,9	23,4	22,3
		3	123	75,9	24,0	22,8
		4	122	75,9	21,7	20,6
		5	124	75,9	23,4	22,3
		6	123	76,0	20,4	19,4

PORTO ALEGRE, OBRA nº 1, Edif. Solar Firenze						
Lote 1: Lajes 7º Pavimento. Moldagem: 02/07/91						
Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f _c (MPa)	nº	h (mm)	φ (mm)	f _{c,ens} (MPa)	f _{c,corr} (MPa)
1	22,0 24,1*	1	112	101	23,4	20,0
2	26,3* 20,1	2	119	101	19,0	16,7
3	21,8* 21,2	3	105	101	24,2	20,4
4	24,1* 22,9	4	97	100	23,7	19,3
5	21,4 24,3*	5	94	101	22,4	17,8
6	30,6 30,9*					
7	25,4* 24,7					
8	28,5* 28,5					
9	27,4* 25,0					
10	25,7 26,3*					

PORTO ALEGRE, OBRA nº 1, Edif. Solar Firenze						
Lote 2: Lajes Cobertura. Moldagem: 19/07/91						
Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	25,2 26,3*	1	100	101	23,6	19,6
2	23,9* 22,6	2	100	101	21,3	17,8
3	23,4* 21,4	3	120	101	24,8	21,8
4	24,0 24,6*	4	90	100	26,9	21,0
5	27,8* 25,2	5	107	100	31,4	26,7
6	28,9* 26,3					
7	25,4* 24,7					
8	26,5* 26,5					
9	22,0* 21,9					
10	25,5 26,5*					

PORTO ALEGRE, OBRA nº 1, Edif. Solar Firenze						
Lote 3: Laje casa de máquinas. Moldagem: 02/08/91						
Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	22,0 22,2*	1	118	101	24,9	21,7
2	21,4 22,9*	2	113	101	30,5	26,3
3	24,4 24,5*	3	103	101	27,1	22,9
4	23,2* 23,0	4	124	101	29,7	26,2
5	27,3* 25,3	5	113	101	30,5	26,3
6			117	101	30,7	26,7

PORTO ALEGRE, OBRA nº 2, Edif. Plaza Mondrian						
Lote 1: Lajes 2º Pavimento. Moldagem: 02/08/91						
Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ene}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	30,2 32,1*	1	117	101	27,9	24,3
2	27,1* 25,8	2	139	101	32,6	29,7
3	29,0* 29,0	3	110	101	28,5	24,3
4	26,5* 25,8	4	113	101	32,8	28,2
5	22,5 22,6*	5	107	101	27,9	23,7
6	28,1 29,6*	6	103	101	21,8	18,4
7	27,8 28,3*					
8	22,6* 22,1					
9	26,3* 24,2					
10	25,1 26,5*					

PORTO ALEGRE, OBRA nº 2, Edif. Plaza Mondrian						
Lote 2: Lajes 3º Pavimento. Moldagem: 19/08/91						
Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	18,0 18,2*	1	121	101	20,9	18,5
2	21,5 21,5*	2	109	101	19,0	16,2
3	17,6 17,9*	3	113	101	29,2	25,1
4	20,3* 19,2	4	114	101	23,3	20,0
5	23,2 24,5*					
6	21,6 21,6*					
7	22,6 23,0*					
8	20,8 20,4					
9	18,1 18,6*					
10	18,6 17,9*					

PORTO ALEGRE, OBRA nº 2, Edif. Plaza Mondrian						
Lote 3: Lajes cobertura.				Moldagem: 02/09/91		
Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	21,5* 20,8	1	106	101	26,6	22,4
2	20,8* 20,4	2	140	101	16,4	14,9
3	22,5 22,8*	3	117	101	25,9	22,5
4	19,7 20,2*	4	107	101	19,9	18,2
5	20,3* 17,6	5	131	101	23,6	21,2
6	19,1 19,3*	6	137	102	17,9	16,4
7	21,7* 20,3					
8	23,6* 22,8					
9	23,4 25,2*					
10	21,2 22,6*					

PORTO ALEGRE, OBRA nº 3, Edif. Condado de Hamburgo
Lote 1: Lajes 3º Pavimento. Moldagem: 12/12/91

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c, ens}$ (MPa)	$f_{c, corr}$ (MPa)
1	29,6 31,4*	1	106	101	35,1	29,6
2	23,6 23,7*	2	109	100	38,7	32,9
3	22,5 23,3*	3	96	101	28,3	22,8
4	25,4* 25,2	4	126	101	28,4	25,3
5	35,0* 31,3	5	109	101	33,8	28,7
6	23,5* 23,2	6	102	101	29,1	24,2

PORTO ALEGRE, OBRA nº 3, Edif. Condado de Hamburgo
Lote 2: Lajes 7º Pav/Junta B. Moldagem: 03/04/92

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c, ens}$ (MPa)	$f_{c, corr}$ (MPa)
1	21,3* 20,8	1	123	101	20,3	18,0
2	24,3* 22,6	2	104	101	20,9	17,5
3	22,9 23,9*	3	102	101	20,0	16,6
4	22,0* 21,5	4	107	101	23,7	20,0
5	20,0* 19,0	5	128	101	19,3	17,2
6	21,7* 21,5	6	107	101	24,3	20,6

PORTO ALEGRE, OBRA nº 3, Edif. Condado de Hamburgo
Lote 3: Lajes 7º Pav/Junta A. Moldagem: 16/04/92

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c, ens}$ (MPa)	$f_{c, corr}$ (MPa)
1	21,1* 19,5	1	125	101	22,3	19,7
2	25,9 26,1*	2	104	101	16,0	13,4
3	26,3 26,5*	3	107	101	26,6	17,3
4	23,0* 22,8	4	100	101	23,9	19,7
5	19,9 22,0	5	126	101	23,9	19,7
6	21,1* 20,8	6	107	101	21,4	18,1

PORTO ALEGRE, OBRA nº 4, Edif. Plaza Cezzane
Lote 1: Lajes 4º Pavimento. Moldagem: 01/04/92

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c, ens}$ (MPa)	$f_{c, corr}$ (MPa)
1	26,0 27,1*	1	131	101	21,2	19,1
2	28,5 29,8*	2	115	101	32,5	23,7
3	28,7 30,6*	3	122	101	23,8	20,8
4	29,5* 25,6	4	129	101	25,8	23,0
5	28,5* 25,8	5	124	101	18,9	16,8
6	26,3* 24,3	6	96	101	25,1	20,1

PORTO ALEGRE, OBRA nº 4, Edif. Plaza Cezzane						
Lote 2: Lajes 5º Pavimento. Moldagem: 13/04/92						
Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	23,2 23,4*	1	118	100	17,6	15,3
2	26,8 28,7*	2	119	101	17,0	14,9
3	26,6 28,1*	3	125	101	17,8	15,6
4	29,1* 28,2	4	136	101	20,2	18,4
5	27,7* 23,9	5	117	101	16,6	14,4
6	26,0* 23,9	6	119	100	25,3	22,1

PORTO ALEGRE, OBRA nº 4, Edif. Plaza Cezzane						
Lote 3: Lajes 6º Pavimento. Moldagem: 28/04/92						
Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	22,6 24,5*	1	124	101	28,1	24,9
2	26,4 28,1*	2	115	101	29,3	25,3
3	30,7 28,9*	3	115	101	30,6	26,5
4	25,1 25,3*	4	127	101	28,4	25,3
5	25,0 25,6*	5	113	100	28,5	24,6
6	22,3* 21,0	6	122	101	25,2	22,2

PORTO ALEGRE, OBRA nº 5, Edif. Solar Verona
Lote 2: Laje 11º pavimento. Moldagem: 09/04/92

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	19,5* 19,4	1	73	100	22,3	15,3
2	24,6 29,9*	2	90	100	16,9	13,0
3	20,9* 20,7	3	94	100	20,3	15,9
4	24,6* 23,8	4	91	101	21,1	16,6
5	21,3 21,6*	5	79	100	23,4	16,8
6	20,6 22,5*		70	101	28,1	17,9

PORTO ALEGRE, OBRA nº 5, Edif. Solar Verona
Lote 2: Laje piso cobertura. Moldagem: 29/04/92

Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	17,0* 15,2	1	91	100	21,3	16,7
2	23,5 17,1	2	90	101	22,5	17,5
3	24,4 25,0*	3	88	101	19,6	15,0
4	21,3* 17,6	4	89	101	21,9	17,0
5	19,1 24,9*	5	73	100	22,8	17,5
6	22,1* 18,9					

PORTO ALEGRE, OBRA nº 6, Edif. América Center						
Lote 1: Laje 1º pavimento. Moldagem: 26/05/92						
Moldados		Testemunhos				
Exemplar	f_c (MPa)	nº	h (mm)	ϕ (mm)	$f_{c,ens}$ (MPa)	$f_{c,corr}$ (MPa)
1	22,6* 21,1	1	113	101	24,6	21,1
2	24,1* 24,1	2	136	101	28,4	25,7
3	20,3* 19,7	3	120	101	22,3	19,5
4	27,3* 27,0	4	94	101	23,0	18,4
5	19,4 19,4*	5	100	101	17,2	14,3
6	17,0* 16,8*	6	84	101	24,6	18,4